



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR  
GEDUNG IBIS STYLES HOTEL TANAH ABANG  
JAKARTA PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

KUSUMA INDRA KLANA  
NRP. 3113 100 103

Dosen Pembimbing I  
Ir. Mudji Irmawan, MS

Dosen Pembimbing II  
Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG  
IBIS STYLES HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON PRACETAK**

KUSUMA INDRA KLANA  
NRP. 3113 100 103

Dosen Pembimbing I  
Ir. Mudji Irmawan, MS

Dosen Pembimbing II  
Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2017

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**DESIGN OF PRECAST CONCRETE METHOD AT  
IBIS STYLES HOTEL TANAH ABANG CENTRAL  
JAKARTA**

KUSUMA INDRA KLANA  
NRP. 3113 100 103

Academic Supervisor I  
Ir. Mudji Irmawan, MS

Academic Supervisor II  
Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya 2017



“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG  
IBIS STYLES HOTEL TANAH ABANG JAKARTA PUSAT  
DENGAN METODE BETON PRACETAK**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**KUSUMA INDRA KLANA**  
NRP. 3113 100 103

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Ir. Mudji Irmawan, MS

2. Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD



**SURABAYA  
JUNI, 2017**

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

# **MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES HOTEL TANAH ABANG JAKARTA PUSAT MENGGUNAKAN METODE PRACETAK**

**Nama Mahasiswa : Kusuma Indra Klana**  
**NRP : 3113100103**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS**  
**Dosen Pembimbing : Ir. Mudji Irmawan, MS**  
**Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph. D.**

## **Abstrak**

Perputaran ekonomi banyak terjadi di kota besar. Hal ini menyebabkan orang-orang berbondong-bondong ke kota besar, dan mengakibatkan kota semakin padat. Namun lahan yang tersedia semakin sempit. Sehingga dibangun gedung untuk memenuhi kebutuhan tersebut.

Para developer pun berlomba-lomba membangun gedung tinggi untuk menangkap peluang. Namun banyak diantara mereka tidak memiliki modal yang cukup, dan meminjam bank untuk merealisasikannya. Bunga bank tetap berjalan seiring berjalannya waktu, menyebabkan developer maupun investor ingin agar pembangunan suatu gedung cepat terealisasi dan segera berfungsi. Proyek diberi waktu yang tak banyak.

Sistem pracetak adalah suatu proses produksi suatu elemen struktur bangunan yang dicetak di pabrikasi dimana tempat elemen struktur tersebut akan digunakan satu kesatuan dalam sebuah bangunan di tempat berbeda. Sistem ini memiliki keunggulan berupa mutu yang dapat dipantau, lebih presisi, serta pengerjaannya tidak terpengaruh cuaca karena dipabrikasi dalam pabrik. Tak hanya itu, bentuk struktur gedung yang tipikal juga menjadi keunggulan untuk penggunaan sistem pracetak ini

Dengan lokasi Gedung Ibis Styles Hotel dengan ketinggian 18 lantai dan 1 basement yang terletak di Jalan

Fachrudin Tanah Abang, Jakarta Pusat yang sangat ramai menuntut proyek semakin cepat selesai agar tidak mengganggu kegiatan ekonomi di sekitarnya. Sehingga pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi perencanaan struktur Gedung Ibis Styles Hotel pada kolom, balok, plat, dan tangga dengan metode pracetak.

Agar dapat ditransportasikan, maka perlu diperhatikan kebutuhan tulangan saat pengangkatan. Dan juga agar elemen pracetak dapat terintegrasi dengan baik, maka sambungan haruslah dibuat semonolit mungkin.

Dari hasil analisa yang dilakukan, elemen-elemen pracetak sesuai ketentuan SNI 2847:2013. Kolom digunakan dimensi 80 x 80 cm, balok induk 50/75 cm, dan tebal plat 12 cm dengan *overtopping* 5 cm. Dengan mempertimbangkan metode agar mudah dikerjakan maka digunakan sambungan dengan campuran antar sambungan mekanik dan basah. Pada sambungan mekanik menggunakan bantuan *NMB Splice Sleeve* dan *BECO Beam shoe* yang termasuk *mechanical splices* tipe 2 menurut peraturan ACI 318-11.

**Kata Kunci : Pracetak Kolom Balok Plat, Sambungan Basah, *Mechanical Splices*.**

# **DESIGN OF PRECAST CONCRETE METHOD AT IBIS STYLES HOTEL TANAH ABANG CENTRAL JAKARTA**

**Student Name : Kusuma Indra Klana**  
**NRP : 3113100103**  
**Department : Teknik Sipil FTSP ITS**  
**Supervisor : Ir. Mudji Irmawan, MS**  
**Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph. D.**

## **Abstract**

There are many cycle of the economical activities that occurs in the big city. Which is led many people to come and settled in the big city, hence, it becomes denser. Yet the available area for the settlement are so little to scarce. That resulted in the construction of the buildings to meet the increasing demands.

The developers are compete to build a high-rise building to meet the opportunity from the demands. But among many of them didn't have enough fund to build, and borrow the money from the bank to continue. As the intrest value of the bank will increase as the time continues, the developers and investor yearn for the immidiate completion of the building's construction and its functionality. While the allocation of time for the construction is short.

Precast system is a production process of the elements for the structural building were casted on the fabrication where the structural element will be used unifromly in the building in several location. The advantages of this system are the achivement for the desirable quality can be controled, more precision, and easier because of its fabrication are in the factory where the concerns of the weather are none. Not to mention, the similarities of the structural design and shape would be favorable to use the precast system

The object for this studies is Ibis Styles Hotel buiding with the height of 18 storey and 1 basement which is located in Jalan Fachrudin Tanah Abang, Central of Jakarta. The desire of the completion for this projects are high in order to reduce the disturbance of economical activity around the nearby area. Therefore the design to modify structural building of Ibis Styles Hotel for its collumn, beam, slab, and staircases will be conducted using precast system in this final assignments

In order to ease the transportation, it is necessary to calculate the desirable reinforcement when lifted. And for the element of the precast to work properly intergerated, it is important to design the connection as monolith as it could be with the help of *NMB Splice Sleeve* and *BECO Beam shoe* that categorized as mechanical coupler type 2 and meet all the regulation according to ACI 318-11.

From the analysis that has been conducted, hopefully, will be able to obtain the conclusion and the effectiveness of the subject in desirable strength from the structural behaviour. And Resulting in its usefulness for the future design

**Keyword : Precast collumn beam slab, Wet Connection ,  
*Mechanical Splices.***

## **KATA PENGANTAR**

Puji syukur kami panjatkan kehadiran Tuhan Yang Maha Esa atas rahmat dan karunia-Nya, kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir.

Tugas Akhir ini merupakan salah satu tahap yang wajib ditempuh oleh semua mahasiswa Program Studi S1 Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya sebelum pengerjaan Tugas Akhir. Tidak lupa kami ucapkan terima kasih kepada :

1. Ayah dan Mama saya yang selalu mendukung dan mendoakan saya.
2. Bapak Ir Mudji Irmawan, MS., yang telah membimbing saya dalam penyusunan laporan ini.
3. Ibu Endah Wahyuni, ST.,M.Sc., PhD., yang telah membimbing saya dalam penyusunan laporan ini.
4. Vanessa yang telah memberi dukungan yang besar
5. Teman-teman Teknik Sipil angkatan 2013 yang telah mendukung dan membantu saya dalam penulisan laporan ini.

Semoga Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Juni 2017

Penulis



“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL .....	i
TITLE PAGE .....	iii
LEMBAR PENGESAHAN ... <b>Error! Bookmark not defined.</b>	
ABSTRAK .....	vii
ABSTRACT .....	ix
KATA PENGANTAR .....	xi
DAFTAR ISI .....	xiii
DAFTAR GAMBAR .....	xxiii
DAFTAR TABEL .....	xxvii
BAB 1 PENDAHULUAN .....	1
1.1    Latar Belakang .....	1
1.2    Rumusan Masalah .....	2
1.3    Tujuan .....	3
1.4    Batasan Masalah .....	3
1.5    Manfaat .....	4
BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA .....	7
2.1    Umum .....	7
2.2    Beton Pracetak .....	7
2.3    Sistem Struktur Gedung .....	7
2.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen .....	7
2.3.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus .....	8
2.3.3 Dinding Geser .....	9
2.3.4 Sistem Ganda .....	10

2.4 Tinjauan Perhitungan Gempa.....	10
2.4.1 Faktor Keutamaan Gempa .....	11
2.4.2 Definisi Kelas Situs.....	11
2.4.3 Parameter Respon Spectral .....	12
2.4.4 Koefisien Situs .....	14
2.4.5 Respon Spektra Desain .....	15
2.4.6 Kategori Desain Seismik.....	15
2.4.7 Sistem Penahan Gaya Seismik .....	16
2.5 Tinjauan Elemen Pracetak .....	16
2.5.1 Pelat Pracetak.....	16
2.5.2 Balok Pracetak .....	18
2.5.3 Kolom Pracetak.....	19
2.6 Sambungan Beton Pracetak .....	20
2.6.1 Sambungan Cor Setempat.....	21
2.6.2 Sambungan Las.....	23
2.6.3 Sambungan Baut .....	24
2.7 Titik-Titik Angkat dan Sokongan .....	26
2.7.1 Pengangkatan Pelat / Dinding Pracetak .....	26
2.7.2 Pengangkatan Balok / Tangga.....	27
2.7.4 Pengangkatan Kolom .....	29
2.7.3 Geser Horizontal .....	31
2.7.4 Detail Penulangan .....	31
<b>BAB 3 METODOLOGI.....</b>	<b>35</b>
3.1 Studi Literatur dan Data Perancangan .....	36
3.1.1 Data Perencanaan.....	36

3.1.2 Literatur Perencanaan Gedung .....	37
3.1.3 Pengumpulan Data Perancangan Gedung .....	37
3.2 Penentuan Kriteria Design .....	37
3.3 Perencanaan Struktur Sekunder .....	37
3.3.1 Perencanaan Tulangan Tangga .....	38
3.3.2 Perencanaan Tulangan Balok Anak .....	38
3.3.3 Perencanaan Lift .....	38
3.4 Preliminary Desain.....	38
3.4.1 Perencanaan Dimensi Kolom.....	39
3.4.2 Perencanaan Dimensi Balok Induk .....	39
3.4.3 Penentuan Dimensi Pelat .....	39
3.5 Permodelan Struktur .....	40
3.6 Pembebanan Struktur .....	41
3.7 Analisa Struktur .....	42
3.8 Perencanaan Penulangan Struktur.....	42
3.8.1 Perencanaan Tulangan Balok.....	43
3.8.2 Perencanaan Tulangan Kolom .....	46
3.8.3 Perencanaan Tulangan Pelat .....	47
3.8.4 Perencanaan Tulangan Dinding Geser .....	48
3.9 Perencanaan Elemen Pracetak .....	49
3.9.1 Plat .....	49
3.9.2 Balok .....	49
3.9.3 Kolom .....	49
3.10 Perencanaan Sambungan.....	49
3.10.1 Sambungan Base Plate – Kolom / Kolom – Kolom .....	50

3.10.2 Sambungan Balok – Kolom .....	51
3.10.3 Sambungan Balok Induk – Balok Anak / Balok Induk - Tangga .....	53
3.10.4 Sambungan Balok – Pelat Lantai .....	53
3.11 Perencanaan Pondasi .....	54
3.11.1 Daya Dukung Tiang Vertikal .....	55
3.11.2 Daya Dukung Tiang Horizontal .....	55
3.11.3 Kebutuhan Tiang Pancang .....	55
3.11.4 Perencanaan Terhadap Geser .....	56
3.12 Gambar Teknik .....	57
<b>BAB 4 PRELIMINARY DESIGN .....</b>	<b>59</b>
4.1 Data Perencanaan .....	59
4.2 Perencanaan Dimensi Balok .....	60
4.2.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk .....	60
4.2.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak .....	62
4.3 Perencanaan Tebal Pelat .....	65
4.4 Perencanaan Dimensi Kolom .....	69
4.4 Perencanaan Tebal Dinding Geser .....	74
<b>BAB 5 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER .....</b>	<b>75</b>
5.1 Perencanaan Pelat .....	75
5.1.1 Pembebanan .....	75
5.1.2 Perhitungan Tulangan Pelat .....	77
5.1.3 Penulangan Stud Pelat Lantai .....	85
5.1.4 Kontrol Lendutan .....	87
5.1.5 Perhitungan Tulangan Angkat .....	87
5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak .....	92

5.2.1	Dimensi Awal .....	92
5.2.2	Pembebanan Balok Anak.....	93
5.2.3	Perhitungan Momen dan Gaya Geser .....	96
5.2.4	Perhitungan Tulangan Lentur dan Geser Balok Anak .....	97
5.2.5	Pengangkatan Balok Anak .....	101
5.2.6	Kontrol Lendutan .....	104
5.3	Perencanaan Balok Lift.....	105
5.3.1	Perencanaan Dimensi Balok Lift .....	106
5.3.2	Pembebanan Lift .....	107
5.3.3	Balok Penggantung Lift 35/50 .....	107
5.3.4	Balok Penumpu 30/50.....	109
5.4	Perencanaan Tangga .....	112
5.4.1	Data Perencanaan Tangga.....	113
5.4.2	Perhitungan Analisa Struktur .....	114
5.4.3	Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes .....	118
5.4.4	Perhitungan Tulangan Angkat .....	121
<b>BAB 6 PERMODELAN STRUKTUR.....</b>		<b>127</b>
6.1	Umum .....	127
6.2	Data – Data Perencanaan .....	127
6.3	Perhitungan Berat Struktur .....	128
6.4	Kombinasi Pembebanan.....	128
6.5	Analisa Beban Gempa.....	129
6.5.1	Percepatan Respon Spektrum.....	129
6.5.2	Parameter Percepatan Respons Spektral .....	131
6.5.3	Pembebanan Gempa Dinamis .....	133

6.6 Kontrol Desain .....	134
6.6.1 Beban Gravitasi.....	134
6.5.2 Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T) ...	137
6.5.3 Koefisien Respons Seismik (Cs).....	139
6.5.4 Kontrol Partisipasi Massa .....	141
6.5.5 Kontrol Batas Simpangan antar Lantai ( <i>Drift</i> )...	142
6.5.6 Kontrol Sistem Ganda .....	144
<b>BAB 7 PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER.....</b>	<b>147</b>
7.1 Umum .....	147
7.2 Balok Induk.....	147
7.2.1 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Sebelum Komposit.....	148
7.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Sesudah Komposit.....	153
7.2.3 Penulangan Geser dan Torsi .....	159
7.2.4 Kontrol lendutan .....	166
7.2.5 Kontrol retak .....	167
7.2.6 Pengangkatan Balok Induk .....	168
7.3 Perencanaan Kolom .....	172
7.3.1 Kontrol Dimensi Kolom.....	173
7.3.2 Perencanaan Kolom .....	173
7.3.3 Penulangan Longitudinal Kolom .....	174
7.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom .....	174
7.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	175

7.3.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beam” .....	175
7.3.7 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana .....	176
7.3.8 Perhitungan Tulangan Geser .....	177
7.3.9 Kontrol Kebutuhan Torsi .....	178
7.3.10 Pengangkatan Kolom Pracetak .....	179
7.4 Perencanaan Dinding Geser .....	184
7.4.1 Gaya Geser Rencana <i>Shear Wall</i> .....	185
7.4.2 Kuat Aksial Rencana.....	185
7.4.3 Pemeriksaan Tebal Dinding Geser.....	186
7.4.4 Kuat Geser Beton .....	186
7.4.5 Penulangan Geser Dinding Geser .....	188
7.4.6 Penulangan Geser Horizontal.....	188
7.4.7 Penulangan Geser Vertikal.....	189
7.4.8 <i>Boundary Element</i> Kolom pada Dinding Geser.	190
7.5 Perencanaan Dinding <i>Basement</i> .....	195
7.5.1 Penulangan Dinding <i>Basement</i> .....	195
7.5.2 Kontrol Ketebala Minimum Dinding <i>Basement</i>	197
7.5.3 Kontrol Rasio Tulangan.....	197
BAB 8 PERENCANAAN SAMBUNGAN .....	199
8.1 Umum .....	199
8.2 Konsep Desain Sambungan .....	199
8.3 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom .....	201
8.3.1 Perencanaan Konsol pada Kolom .....	201
8.3.2 Perhitungan Konsol pada Kolom .....	203
8.3.3 Perhitungan Sambungan Balok dengan Kolom .	206



8.4 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak .....	207
8.4.1 Perencanaan Konsol pada Balok Induk.....	207
8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak.....	210
8.5 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok .....	213
8.6 Tangga dan balok/ tangga ke shearwall .....	214
8.7 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom .....	215
<b>BAB 9 PERENCANAAN PONDASI .....</b>	<b>217</b>
9.1 Umum .....	217
9.2 Beban Struktur .....	217
9.3 Kriteria Design.....	220
9.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang .....	220
9.3.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal .....	221
9.3.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	226
9.3.4 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral	230
9.4 Perencanaan Poer Kolom .....	232
9.4.1 Penulangan Poer.....	232
9.4.2 Kontrol Geser Pons Kolom Tepi.....	234
9.5 Perencanaan Balok Sloof .....	235
<b>BAB 10 METODE PELAKSANAAN .....</b>	<b>239</b>
10.1 Umum .....	239
10.2 Fabrikasi Beton Pracetak .....	239
10.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane .....	239
10.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak .....	240
10.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak .....	241

10.5.1 Pekerjaan Elemen Kolom.....	241
10.5.2 Pemasangan Elemen Balok Induk.....	241
10.5.3 Pemasangan Elemen Balok Anak .....	242
10.5.4 Pemasangan Elemen Pelat .....	244
<b>BAB 11 PENUTUP .....</b>	<b>247</b>
11.1 Kesimpulan .....	247
11.2 Saran .....	249
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>251</b>

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Tampak Depan .....	4
Gambar 1. 2 Potongan Memanjang.....	4
Gambar 2. 1 Ss (parameter respon spectral percepatan gempa tetapan untuk perioda pendek 0.2 detik) .....	12
Gambar 2. 2 S1 (parameter respon spectral percepatan gempa tetapan untuk perioda 1 detik).....	13
Gambar 2. 3 Respon Spektra Desain .....	15
Gambar 2. 4 Hollow Core Slab.....	17
Gambar 2. 5 Pelat pracetak tanpa lubang (Solid Slab).....	17
Gambar 2. 6 Pelat pracetak Single Tee dan Double Tees .....	18
Gambar 2. 7 Balok berpenampang persegi (Rectangular Beam) .....	18
Gambar 2. 8 Balok berpenampang L (L-Shape Beam).....	19
Gambar 2. 9 Balok T terbalik (Inverted Tee Beam) .....	19
Gambar 2. 10 Sambungan Cor Setempat .....	22
Gambar 2. 11 Hysteresis Curve Cor Setempat.....	23
Gambar 2. 12 Sambungan Las .....	23
Gambar 2. 13 Hysteresis Curve Sambungan Las .....	24
Gambar 2. 14 Sambungan Baut .....	24
Gambar 2. 15 Hysteresis Curve Sambungan Baut .....	25
Gambar 2. 16 Posisi titik angkat pelat (4 buah titik angkat)	26
Gambar 2. 17 Posisi titik angkat pelat / dinding (8 buah titik angkat) .....	27
Gambar 2. 18 Pengangkatan balok/ tangga.....	28
Gambar 2. 19 Model pembebanan balok / tangga saat pengangkatan .....	28
Gambar 2. 20 Titik-titik angkat dan sokongan sementara untuk produk pracetak balok.....	28
Gambar 2. 21 Komponen <i>Colift Mounting System</i> .....	29
Gambar 2. 22 Instalasi kolom menggunakan <i>Colift Mounting System</i> .....	30
Gambar 2. 23 Distribusi gaya <i>Colift Mounting System</i> .....	30
Gambar 2. 24 Detail kaitan untuk penyaluran kait standar ...	32

Gambar 3. 1 <i>Flowchart</i> Pengerjaan Tugas Akhir	35
Gambar 3. 2 Ilustrasi kuat momen yang bertemu di Hubungan Balok Kolom.....	46
Gambar 3. 3 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur .....	47
Gambar 3. 4 Detail Sambungan Base –Plate Kolom .....	50
Gambar 3. 5 Detail Sambungan Kolom-Kolom.....	51
Gambar 3. 6 Detail Penulangan Balok-Kolom .....	52
Gambar 3. 7 Parameter geometri konsol pendek .....	52
Gambar 3. 8 Sambungan balok induk dengan balok anak ....	53
Gambar 3. 9 Sambungan balok induk dengan pelat.....	54
Gambar 4. 1 Denah dan Potongan .....	59
Gambar 4. 2 Denah Pembalokan.....	60
Gambar 4. 3 Denah Plat .....	66
Gambar 4. 4 Potongan Penampang Balok Induk 35/55 cm ..	67
Gambar 5. 1 Denah Plat 78	
Gambar 5. 2 Posisi Titik Angkat Plat .....	80
Gambar 5. 3 Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang ..	86
Gambar 5. 4 Posisi Titik Angkat Plat .....	88
Gambar 5. 6 Posisi Titik Angkat Pelat (4 titik angkat) .....	90
Gambar 5. 7 Reaksi Akibat Pengangkatan.....	91
Gambar 5. 8 Balok Anak Sebelum Komposit.....	93
Gambar 5. 9 Distribusi Beban pada Balok Anak sebelum Komposit.....	94
Gambar 5. 10 Pembebanan BA. 5.....	94
Gambar 5. 11 Momen Saat Pengangkatan Balok Anak .....	101
Gambar 5. 12 Letak Titik Pengangkatan .....	102
Gambar 5. 13 Brosur <i>Anchor</i> dan <i>Lifter</i> Peikko .....	103
Gambar 5. 14 Ruang Lift .....	106
Gambar 5. 15 Desain Tangga.....	113
Gambar 5. 16 Ketebalan Tangga.....	114
Gambar 5. 17 Beban Pada Tangga.....	115
Gambar 5. 18 Gaya Dalam Tangga.....	117
Gambar 5. 19 Pengangkatan Plat Tangga .....	121
Gambar 5. 21 Diagram Momen Pengangkatan .....	123

Gambar 5. 22 Reaksi di Titik Pengangkatan.....	124
Gambar 6. 1 Permodelan 3D Struktur Utama	127
Gambar 6. 2 Peta Harga Ss di Indonesia.....	129
Gambar 6. 3 Peta Harga S1 di Indonesia .....	130
Gambar 6. 4 Grafik Respon Spektrum Daerah .....	132
Gambar 6. 5 Simpangan Gedung (a) Arah X (b) Arah Y ...	143
Gambar 7. 1 Denah Struktur Lt 1	147
Gambar 7. 2 Denah Pembalokan.....	148
Gambar 7. 3 Beban yang Dipikul Balok Anak .....	149
Gambar 7. 4 Analisa beban yang Dipikul Balok Anak.....	150
Gambar 7. 5 Beban yang Dipikul Balok Induk.....	150
Gambar 7. 6 Pembebanan pada Balok Induk sebelum Komposit .....	152
Gambar 7. 7 Balok T Palsu .....	157
Gambar 7. 8 Denah Kolom .....	173
Gambar 7. 9 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom .....	174
Gambar 7. 10 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom saat 1,25 fy .....	176
Gambar 7. 12 Letak Titik Angkat Kolom .....	181
Gambar 7. 13 SS Mortar .....	181
Gambar 7. 14 Denah Dinding Geser.....	184
Gambar 7. 15 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom .....	191
Gambar 7. 16 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom saat 1,25 fy .....	193
Gambar 7. 17 Gambar Diagram Tegangan yang Terjadi pada Dinding <i>Basement</i> .....	195
Gambar 8. 1 Penyaluran Gaya Pada Sambungan Kolom	200
Gambar 8. 2 Detail Konsol Pendek.....	201
Gambar 8. 3 Detail Penyaluran Tulangan .....	207
Gambar 8. 4 Detail Penyaluran .....	212
Gambar 8. 5 Penyaluran Tulangan Pelat.....	213
Gambar 9. 1 Denah Pondasi	217
Gambar 9. 2 Detail Poer.....	226

Gambar 9. 3 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi .....	230
Gambar 9. 4 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever .....	232
Gambar 9. 5 Diagram Interaksi Sloof .....	237
Gambar 10. 1 Detail Sambungan Base Plate -Kolom	241
Gambar 10. 2 Detail Sambungan Kolom- Kolom dan Kolom – Balok.....	242
Gambar 10. 3 Pemasangan Balok Anak Pracetak.....	243
Gambar 10. 4 Detail Sambungan Balok Induk -Balok Anak .....	243
Gambar 10. 5 Detail Penyambungan Modix Coupler.....	244
Gambar 10. 6 Pengecoran <i>Overtopping</i> .....	244

## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Kategori Resiko Gedung Apartemen .....	11
Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa .....	11
Tabel 2. 3 Kelas Situs .....	12
Tabel 2. 4 Koefisien Situs Fa.....	14
Tabel 2. 5 Koefisien Situs Fv.....	14
Tabel 2. 6 Kategori Desain Seismik Fa Periode 0,2 detik ....	15
Tabel 2. 7 Kategori Desain Seismik Fv Periode 1 detik .....	15
Tabel 2. 8 Perbedaan Metode Penyambungan .....	21
Tabel 2. 9 Angka pengali beban statis ekuivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis.....	31
Tabel 2. 10 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Tarik .....	32
Tabel 2. 11 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Berkait dalam Tarik.....	33
Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk Rencana	62
Tabel 4. 2 Rekapitulasi Dimensi Balok Anak Rencana .	<b>Error!</b>
<b>Bookmark not defined.</b>	
Tabel 4. 3 Beban Mati Lantai 18- 13 .....	69
Tabel 4. 4 Beban Hidup Lantai 18 -13.....	70
Tabel 4. 5 Beban Mati Lantai 12- 8 .....	70
Tabel 4. 6 Beban Hidup Lantai 12 - 8.....	71
Tabel 4. 7 Beban Mati Lantai 7 - 3 .....	72
Tabel 4. 8 Beban Hidup Lantai 7 - 3.....	72
Tabel 4. 9 Beban Mati Basement 1 - Lantai 2.....	73
Tabel 4. 10 Beban Hidup Basement 1 - Lantai 2 .....	73
Tabel 4. 11 Rekapitulasi Dimensi Kolom.....	74
Tabel 6. 1 Koefisien Situs Fa	130
Tabel 6. 2 Koefisien Situs Fv.....	131
Tabel 6. 3 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik.....	132
Tabel 6. 4 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek .....	132
Tabel 6. 5 Faktor Keutamaan Gempa .....	134
Tabel 6. 6 Rekapitulasi Beban Gravitasi.....	135



Tabel 6. 7 Rekapitulasi Beban Gravitasi.....	136
Tabel 6. 8 Rekapitulasi Beban Gravitasi.....	137
Tabel 6. 9 Koefisien untuk Batas Atas.....	138
Tabel 6. 10 Modal Periode dan Frekuensi Struktur .....	138
Tabel 6. 11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa.....	140
Tabel 6. 12 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa setelah Dikalikan dengan Faktor Skala .....	140
Tabel 6. 13 Modal Partisipasi Massa .....	141
Tabel 6. 14 Batas Simpangan Gedung .....	142
Tabel 6. 15 Gempa Arah X .....	143
Tabel 6. 16 Gempa Arah Y .....	144
Tabel 6. 17 Persentase Gaya Geser yang Mampu Dipikul Sistem Struktur.....	145
Tabel 7. 1 Nilai Mpr Balok Induk .....	162
Tabel 7. 2 Jenka WAS Anchor.....	169
Tabel 7. 3 Jenka Lifter .....	169
Tabel 7. 4 Rekapitulasi Balok .....	170
Tabel 7. 5 Rekapitulasi Balok .....	171
Tabel 7. 6 Brosur <i>Peikko Mounting Shaft</i> .....	179
Tabel 7. 7 Brosur <i>Peikko Mounting Shaft</i> .....	180
Tabel 7. 8 Rekapitulasi Kolom .....	182
Tabel 7. 9 <i>Output</i> Gaya Dalam Dinding Geser (ETABS)..	185
Tabel 8. 1 Brosur <i>NMB Splice Sleeve</i> .....	215
Tabel 9. 1 Beban Pada K1 .....	218
Tabel 9. 2 Beban Pada SW Y.....	219
Tabel 9. 3 Beban Pada SW X.....	219
Tabel 9. 4 Spesifikasi Tiang Pancang .....	220
Tabel 9. 5 Hasil SPT .....	222
Tabel 9. 6 Beban Aksial Maksimum Pondasi Kelompok K1 .....	228
Tabel 9. 7 Beban Aksial Maksimum Pondasi Kelompok SW Y .....	228
Tabel 9. 8 Beban Aksial Maksimum Pondasi Kelompok SW X .....	228
Tabel 9. 9 Daya Dukung Tiang Kelompok K1 .....	229

Tabel 9. 10 Daya Dukung Tiang Kelompok SW Y .....	229
Tabel 9. 11 Daya Dukung Tiang Kelompok SW X .....	230
Tabel 9. 12 Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral K1 ....	231
Tabel 9. 13 Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral SW Y	231
Tabel 9. 14 Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral SW X	231
Tabel 11. 1 Dimensi Struktur Sekunder	247
Tabel 11. 2 Dimensi Struktur Primer .....	248

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## **BAB 1**

### **PENDAHULUAN**

#### **1.1 Latar Belakang**

Perputaran ekonomi banyak terjadi di kota besar. Hal ini menyebabkan orang-orang berbondong-bondong ke kota besar, dan mengakibatkan kota semakin padat. Namun lahan yang tersedia semakin sempit. Sehingga dibangun gedung untuk memenuhi kebutuhan tersebut.

Tak terkecuali Jakarta, yang merupakan ibukota dari Indonesia. Dengan letaknya yang strategis Jakarta juga menjadi pusat bisnis. Hal ini menyebabkan maraknya terjadi urbanisasi. Banyak pendatang menjadikan Jakarta menjadi tempat untuk mengais rejeki sekaligus tempat tinggal untuk hidup lebih layak.

Dewasa ini pembangunan semakin marak. Permintaan tempat tinggal, bisnis, dan perkantoran menjadi peluang untuk para *developer*. Dengan semakin terbatasnya lahan maka pembangunan bergeser ke daerah-daerah pinggiran Jakarta atau biasa disebut Jabodetabek. Namun daerah-daerah tersebut jauh dari pusat kota yang tidak lain menjadi pusat kegiatan. Pembangunan gedung bertingkat jauh lebih populer.

Para *developer* pun berlomba-lomba membangun gedung bertingkat untuk menangkap peluang. Namun banyak diantara mereka tidak memiliki modal yang cukup, dan meminjam bank untuk merealisasikannya. Bunga bank tetap berjalan seiring berjalannya waktu, menyebabkan *developer* maupun investor ingin agar pembangunan suatu gedung cepat terealisasi dan segera berfungsi. Diharapkan dengan cepatnya pembangunan dan berfungsi bangunan maka utang kepada bank segera dilunasi dan juga semakin cepat untuk memetik hasil investasi yang tidak sedikit.

Sehingga pembangunan suatu gedung memiliki tenggat waktu yang sangat pendek. Dengan proyek yang cukup besar dan cukup rumit, tetapi proyek ini hanya diberi waktu tenggat yang tak banyak. Ditambah lokasinya yang terletak di Jalan Fachrudin

Tanah Abang, Jakarta Pusat yang sangat ramai menuntut proyek semakin cepat selesai agar tidak mengganggu kegiatan ekonomi di sekitarnya.

Sistem pracetak adalah suatu proses produksi suatu elemen struktur bangunan yang dicetak di pabrikasi dimana tempat elemen struktur tersebut akan digunakan satu kesatuan dalam sebuah bangunan di tempat berbeda. Sistem ini memiliki keunggulan berupa mutu yang dapat dipantau, lebih presisi, serta pengerjaannya tidak terpengaruh cuaca karena dipabrikasi dalam pabrik. Tak hanya itu, bentuk struktur gedung yang tipikal juga menjadi keunggulan untuk penggunaan sistem pracetak ini.

Dengan semakin favoritnya sistem pracetak ini, sudah banyak pabrik beton pracetak di Jakarta maupun sekitarnya. Jaraknya yang tidak terlalu jauh dari lokasi proyek juga menambah keunggulan penggunaan sistem ini.

Oleh karena itu, pada tugas akhir ini akan dilakukan modifikasi Gedung Ibis Styles Hotel Jakarta yang semula menggunakan metode sistem cor di tempat (*case in site*) menjadi dengan metode pracetak (*precast*) pada kolom, balok, plat, dinding, dan tangga.

## 1.2 Rumusan Masalah

1. Bagaimana menentukan preliminary design, struktur primer dan struktur sekunder yang sesuai dengan hasil perencanaan ?
2. Bagaimana perhitungan pembebanan pada perencanaan struktur Gedung Ibis Styles Hotel?
3. Bagaimana melakukan analisa permodelan struktur Gedung Ibis Styles Hotel dengan menggunakan program bantu ETABS?
4. Bagaimana perencanaan *detailing* penulangan pada elemen pracetak sesuai peraturan?
5. Bagaimana perencanaan *detailing* sambungan pada elemen pracetak sesuai peraturan?
6. Bagaimana perencanaan struktur pondasi yang mampu menopang gedung?

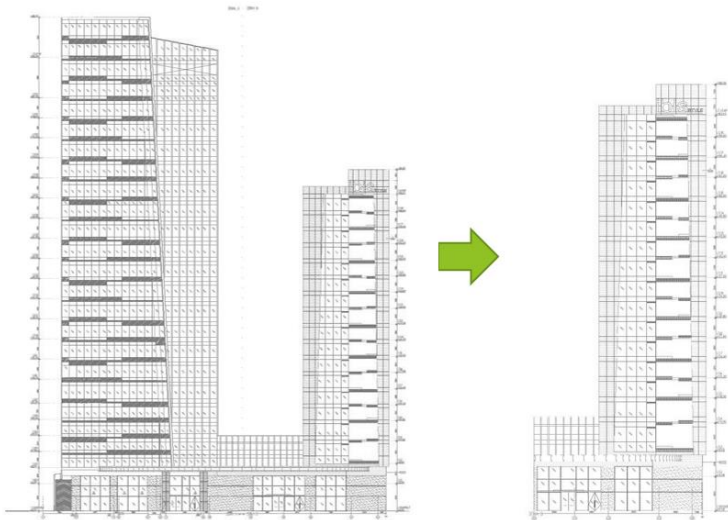
7. Bagaimana merancang gambar teknik dari hasil modifikasi perancangan dan perhitungan struktur?

### 1.3 Tujuan

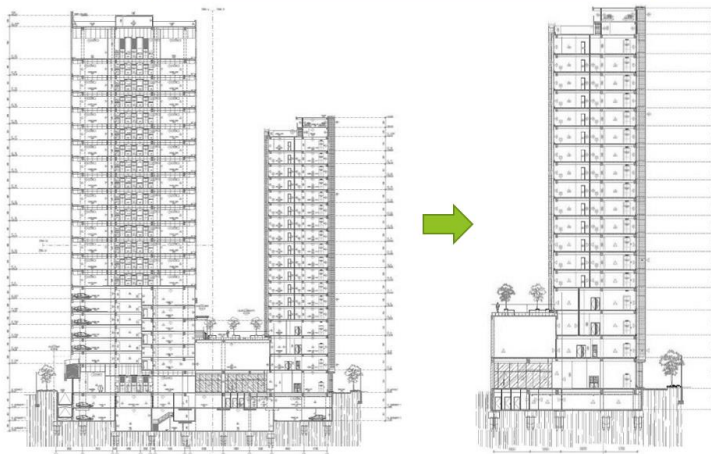
1. Dapat menentukan preliminary design, struktur primer dan struktur sekunder yang sesuai dengan hasil perencanaan.
2. Menghitung pembebanan perencanaan ulang struktur Gedung Ibis Styles.
3. Melakukan analisa permodelan struktur Gedung Ibis Styles dengan menggunakan program bantu ETABS.
4. Dapat merencanakan *detailing* penulangan pada elemen beton pracetak sesuai peraturan.
5. Dapat merencanakan *detailing* sambungan pada elemen beton pracetak sesuai peraturan.
6. Dapat merencanakan struktur pondasi yang menopang gedung.
7. Dapat merancang gambar teknik dari hasil modifikasi perancangan dan perhitungan struktur.

### 1.4 Batasan Masalah

1. Tidak merencanakan bagian Gedung Midtown Point (**Gambar 1.1**)
2. Dalam perancangan struktur gedung Ibis Styles Hotel Jakarta ini direncanakan penggunaan teknologi pracetak pada bagian balok induk, balok anak, kolom, tangga, dan pelat, sedangkan untuk *shear wall* menggunakan sistem cor setempat (*cast in situ*).
3. Hanya merencanakan *basement* 1 lantai (**Gambar 1.2**)
4. Tidak menghitung RAB bangunan.
5. Perancangan tidak meliputi utilitas bangunan, mekanikal, instalasi listrik, dan *finishing*.
6. Program bantu yang dipakai meliputi ETABS, PCACol, dan AutoCAD.



**Gambar 1. 1 Tampak Depan**



**Gambar 1. 2 Potongan Memanjang**

### **1.5 Manfaat**

1. Memahami perancangan pada struktur gedung bertingkat.

2. Dapat mengaplikasikan sistem pracetak pada struktur gedung bertingkat yang bisa menghemat waktu pengerjaan pada gedung bertingkat.



“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas jurnal-jurnal dan dasar teori menyangkut perencanaan ulang Gedung Ibis Styles Hotel menggunakan metode pracetak.

#### **2.2 Beton Pracetak**

Struktur beton pracetak adalah suatu kesatuan struktur dari beberapa komponen struktur pracetak yang berhubungan satu sama lain, sebuah kerangka 3D yang mampu menahan beban gravitasi dan angin (ataupun gempa). Pada umumnya kerangka bangunan yang dibangun berupa perkantoran, gedung parkir, sekolah, tempat perbelanjaan dan gedung-gedung lainnya. Jumlah dari beton dalam kerangka bangunan pracetak adalah kurang dari 4% dari volume kasar gedung dan  $\frac{2}{3}$  dari angka tersebut merupakan pelat lantai. Sebagai contoh suatu pusat perbelanjaan dan gedung parkir elemen beton pracetaknya berupa kolom, balok, pelat lantai, tangga dan pengaku diagonal (Elliot, 2002). Perhitungan beton pracetak pada umumnya sama dengan perhitungan bangunan beton konvensional pada umumnya. Perbedaannya terdapat pada metode pelaksanaan dan saat detail sambungan dari elemen-elemen struktur gedung pracetak tersebut.

#### **2.3 Sistem Struktur Gedung**

Ada beberapa sistem struktur yang biasa digunakan sebagai penahan gaya gempa pada gedung akan tetapi pada sub bab ini hanya dijelaskan yang berkaitan dengan topik penulis ambil antara lain :

##### **2.3.1 Sistem Rangka Pemikul Momen**

Sistem rangka pemikul momen adalah sistem struktur yang memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap.

Beban lateral dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur.

### **2.3.2 Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus**

Membangun di wilayah resiko gempa tinggi, yang masuk wilayah gempa 5 dan 6, dan untuk memikul gaya-gaya akibat gempa harus menggunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK) atau sistem dinding struktur khusus (SDSK) atau sistem dual khusus.

Menurut SNI-1726-2013 pasal 3.53, tentang perencanaan bangunan terhadap gempa menyebutkan bahwa SRPMK merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, sedangkan beban lateral yang diakibatkan oleh gempa dipikul oleh rangka pemikul momen melalui mekanisme lentur.

Persyaratan-persyaratan fundamental untuk SRPMK yang daktail adalah :

1. Sedapatnya menjaga keteraturan struktur.
2. Cukup kuat menahan gempa normative yang ditentukan berdasarkan kemampuan disipasi energi.
3. Cukup kaku untuk membatasi penyimpangan.
4. Hubungan balok kolom cukup kuat menahan rotasi yang terjadi.
5. Komponen-komponen balok dan kolom mampu membentuk sendi plastis tanpa mengurangi kekuatannya yang berarti.
6. Balok-balok mendahului terbentuknya sendi-sendi plastis yang tersebar diseluruh sistem struktur sebelum terjadi di kolom-kolom.
7. Tidak ada kolom yang lebih lemah yang akan menyebabkan sendi-sendi plastis di ujung atas dan bawah pada kolom-kolom lain ditingkat itu yang menjurus pada keruntuhan seluruh struktur, (Prof. Rachmad Purwono, Tavio; Seminar dan Pameran HAKI 2007).

Konsep “*strong column weak beam*” dalam sistem rangka pemikul momen khusus mengandung arti bahwa konstruksi kolom yang ada harus lebih kaku dari pada balok, sehingga kerusakan struktur ketika terjadi beban lateral/gempa, terlebih dahulu terjadi pada balok, lalu kerusakan struktur terjadi pada kolom. Dengan kata lain, balok-balok mendahului pembentukan sendi-sendi plastis yang tersebar di seluruh sistem struktur sebelum terjadi di kolom-kolom.

### 2.3.3 Dinding Geser

Dinding geser adalah jenis struktur dinding yang berbentuk beton bertulang yang biasanya dirancang untuk menahan geser gaya lateral akibat gempa bumi. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

Berdasarkan letak dan fungsinya, shear wall / dinding geser dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis yaitu :

1. Bearing walls adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi. Tembok-tembok ini juga menggunakan dinding partisi antar apartemen yang berdekatan.
2. Frame walls adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari frame beton bertulang. Tembok-tembok ini dibangun diantara baris kolom.
3. Core walls adalah dinding geser yang terletak di dalam wilayah inti pusat dalam gedung, yang biasanya diisi tangga atau poros lift. Dinding yang terletak di kawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan ekonomis.

Fungsi shear wall / dinding geser ada 2, yaitu kekuatan dan kekakuan, artinya :

#### 1. Kekuatan

- Dinding geser harus memberikan kekuatan lateral yang diperlukan untuk melawan kekuatan gempa horizontal.

- Ketika dinding geser cukup kuat, mereka akan mentransfer gaya horizontal ini ke elemen berikutnya dalam jalur beban di bawah mereka, seperti dinding geser lainnya, lantai, pondasi dinding, lembaran atau footings.

## 2. Kekakuan

- Dinding geser juga memberikan kekakuan lateral untuk mencegah atap atau lantai di atas dari sisi - goyangan yang berlebihan.
- Ketika dinding geser cukup kaku, mereka akan mencegah miringnya lantai dan atap anggota dari bergerak dari mendukung mereka.
- Bangunan yang cukup kaku biasanya akan menderita kerusakan kurang nonstruktural

### 2.3.4 Sistem Ganda

Sistem ganda adalah sistem struktur yang terdiri dari rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral. Kedua sistem ini harus direncanakan untuk memikul seluruh beban lateral dengan memperhatikan siteraksi sistem struktur.

## 2.4 Tinjauan Perhitungan Gempa

Lokasi Gedung Ibis Styles Hotel dengan metode beton pracetak yang akan dibangun adalah di Kota Jakarta. Ada beberapa tinjauan mengenai perhitungan gempa yang perlu diperhatikan untuk mengetahui kriteria design yang paling cocok untuk perhitungan struktur yang tahan gempa. Menurut SNI 1726-2013, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewat sebesar 2 %.

### 2.4.1 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung apartemen masuk dalam kategori resiko II dengan factor keutamaan gempa ( $I_e$ ) 1,0.

**Tabel 2. 1 Kategori Resiko Gedung Apartemen**

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan</li> <li>- Fasilitas sementara</li> <li>- Gudang penyimpanan</li> <li>- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya</li> </ul>	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> <li>- Perumahan</li> <li>- Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>- Pasar</li> <li>- Gedung perkantoran</li> <li>- Gedung apartemen/ rumah susun</li> <li>- Pusat perbelanjaan/ mall</li> <li>- Bangunan industri</li> <li>- Fasilitas manufaktur</li> <li>- Pabrik</li> </ul>	II

**Tabel 2. 2 Faktor Keutamaan Gempa**

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

### 2.4.2 Definisi Kelas Situs

Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data dimana gedung akan direncanakan.

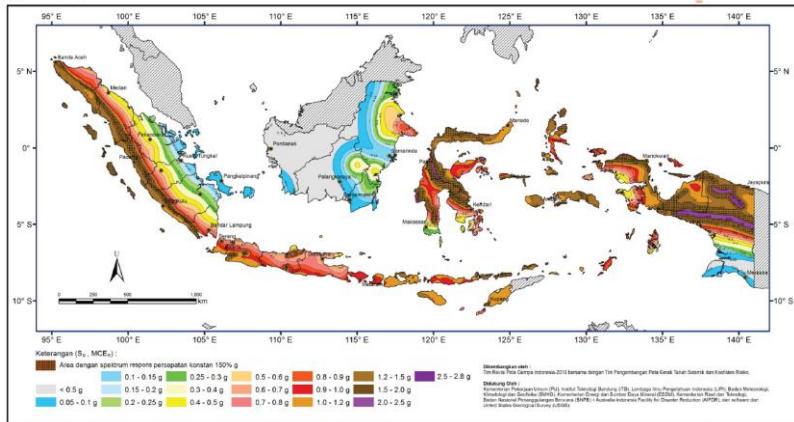
**Tabel 2. 3 Kelas Situs**

Kelas situs	$\bar{V}_z$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{\sigma}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah teresementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah tegu dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $s_u < 50$ kPa		

CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

## 2.4.3 Parameter Respon Spectral

SNI 1726:2012



**Gambar 2. 1 Ss (parameter respon spectral percepatan gempa tetapan untuk perioda pendek 0.2 detik)**



Dalam penentuan respons spectral percepatan gempa MCER di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi seismic pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi factor amplifikasi getaran terkait percepatan getaran periode pendek ( $F_a$ ) an periode 1 detik ( $F_v$ ), parameter spektrum respons percepatan periode pendek ( $SM_s$ ) dan periode 1 detik ( $SM_l$ ) yang sesuai dengan pengaruh kalsifikasi situs. Dari perhotingan tersebut nantinya akan ditentukan kategori risiko dan sistem penahan gaya seismik untuk perencanaan gedung apartemen.



### 2.4.4 Koefisien Situs

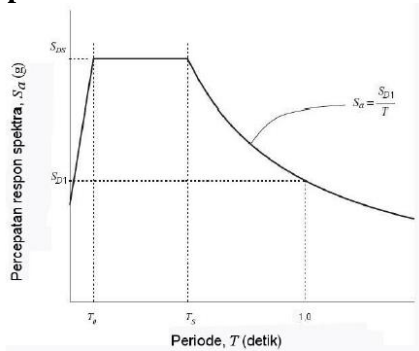
**Tabel 2. 4 Koefisien Situs Fa**

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

**Tabel 2. 5 Koefisien Situs Fv**

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa $MCE_R$ terpetakan pada periode 1 detik, $S_1$				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

### 2.4.5 Respon Spektra Desain



**Gambar 2. 3 Respon Spektra Desain**

### 2.4.6 Kategori Desain Seismik

**Tabel 2. 6 Kategori Desain Seismik Fa Perioda 0,2 detik**

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

**Tabel 2. 7 Kategori Desain Seismik Fv Perioda 1 detik**

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

## 2.4.7 Sistem Penahan Gaya Seismik

**Tabel 2. 1 Faktor R, Cd dan  $\Omega_0$  Sistem Penahan Gaya Gempa**

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat-lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^h$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_s$ (m) <sup>e</sup>					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>	
D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan									
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	2%	5%	TB	TB	TB	TB	TB	
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI	
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2%	4	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB	
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	7%	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB	
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	2%	6	TB	TB	TB	TB	TB	
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	2%	5	TB	TB	TI	TI	TI	
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	5%	3	5	TB	TB	TB	TB	TB	
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	3%	TB	TB	TI	TI	TI	
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2%	5	TB	TB	TB	TB	TB	
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	2%	6%	TB	TB	TB	TB	TB	

Penggunaan elemen beton yang termasuk diafragma tidak fleksibel harus memperhitungkan momen torsi bawaan ( $M_t$ ) yang merupakan hasil dari eksentrisitas pusat masa ditambah momen torsi tak terduga ( $M_{ta}$ ) yang diakibatkan oleh perpindahan pusat massa dari lokasi aktual yang diasumsikan pada arah dengan jarak 5% dimensi struktur tegak lurus terhadap gaya gempa.

Jika gempa diterapkan di dua arah orthogonal secara serempak, perpindahan pusat massa sebesar 5% tidak perlu diterapkan ke dua arah secara bersamaan, tetapi diterapkan dalam arah yang pengaruhnya lebih besar.

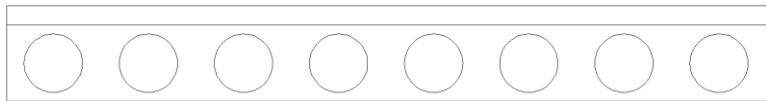
## 2.5 Tinjauan Elemen Pracetak

### 2.5.1 Pelat Pracetak

Dalam *PCI Design Handbook 5<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*, ada tiga macam pelat pracetak (*precast slab*) yang umum diproduksi dan digunakan sebagai elemen pracetak, antara lain :

### 1. Pelat Pracetak Berlubang (*Hollow Core Slab*)

Pelat ini merupakan pelat pracetak dimana ukuran tebal lebih besar dibanding dengan pelat pracetak tanpa lubang. Biasanya pelat tipe ini menggunakan kabel pratekan. Keuntungan dari pelat jenis ini adalah lebih ringan, tingkat durabilitas yang tinggi dan ketahanan terhadap api sangat tinggi. Pelat jenis ini memiliki lebar rata-rata 2 hingga 8 feet dan tebal rata-rata 4 inchi hingga 15 inchi.



**Gambar 2. 4 Hollow Core Slab**

### 2. Pelat Pracetak tanpa Lubang (*Solid Slabs*)

Adalah pelat pracetak dimana tebal pelat lebih tipis dibandingkan dengan pelat dengan lubang. Keuntungan dari penggunaan pelat ini adalah mudah dalam penumpukan karena tidak memakan banyak tempat. Pelat ini bisa berupa pelat pratekan atau beton bertulang biasa dengan ketebalan dan lebar yang bervariasi. Umumnya bentang dari pelat ini antara 5 hingga 35 feet. Pada bentuk memiliki 2 jenis yaitu *full slab* dan *half slab*. *Full slab* ialah pelat yang dicetak penuh (non-komposit). Sedangkan *half slab* merupakan plat yang dipracetak sebagian (komposit), sehingga membutuhkan pengecoran lagi di atasnya (*overtopping*) yang memiliki tebal *overtopping* minimal 40 mm (*Elliott, 2002*).



**Gambar 2. 5 Pelat pracetak tanpa lubang (Solid Slab)**

### 3. Pelat Pracetak Double Tress dan Single Tees

Pelat ini berbeda dengan pelat yang sudah dijelaskan sebelumnya. Pada pelat ini ada bagian berupa dua buah kaki sehingga tampak seperti dua T yang terhubung.



**Gambar 2. 6 Pelat pracetak Single Tee dan Double Tees**

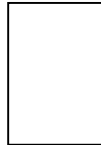
### 2.5.2 Balok Pracetak

Balok Pracetak dibagi menjadi 2 jenis yaitu *full beam* dan *half beam*. *Full beam* ialah balok yang dicetak penuh (non-komposit). Sedangkan *half beam* merupakan balok yang dipracetak sebagian (komposit), sehingga membutuhkan pengecoran lagi di atasnya (*overtopping*) yang memiliki tebal *overtopping* yang sama dengan tebal *overtopping* pada plat yang digunakan, namun harus memiliki syarat yang direkomendasikan yaitu sebesar 0,2 dari rasio luasan penampang (*Elliott, 2002*).

Untuk bentuk pada balok pracetak (*Precast Beam*), ada tiga jenis balok yang sering atau umum digunakan :

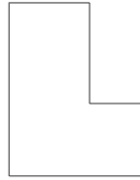
1. Balok berpenampang persegi (*Rectangular Beam*) :

Keuntungan dari balok jenis ini adalah sewaktu fabrikasi lebih mudah dengan bekisting yang lebih ekonomis dan tidak perlu memperhitungkan tulangan akibat cor sewaktu pelaksanaan.



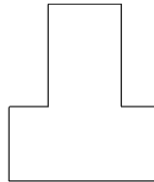
**Gambar 2. 7 Balok berpenampang persegi  
(Rectangular Beam)**

2. Balok berpenampang L (*L-Shaped Beam*)



**Gambar 2. 8 Balok berpenampang L (L-Shape Beam)**

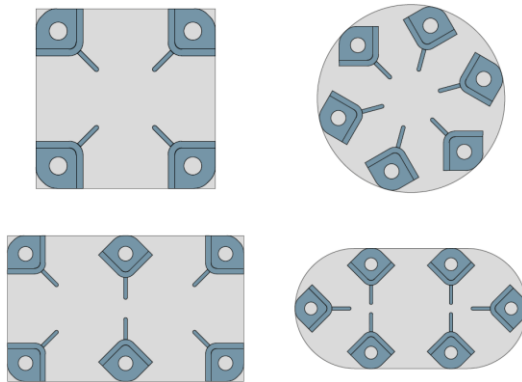
3. Balok berpenampang T terbalik (*Inverted Tee Beam*)



**Gambar 2. 9 Balok T terbalik (Inverted Tee Beam)**

### **2.5.3 Kolom Pracetak**

Berdasarkan SNI 2847:13, pasal 16.5.3 (a), kolom pracetak harus mempunyai kekuatan nominal dalam kondisi tarik tidak kurang dari  $1,4A_g$  dalam N. Untuk kolom dengan penampang yang lebih besar dari yang diperlukan dengan tinjauan pembebanan, luas efektif tereduksi  $A_g$ , yang didasarkan pada penampang yang diperlukan tetapi tidak kurang dari setengah luas total, hal ini diizinkan.



**Gambar 2.10 Penampang Kolom Pracetak**  
 Sumber : *Peikko Group HPKM Colum Catalogue*

## 2.6 Sambungan Beton Pracetak

Bagian yang rawan dari struktur pracetak adalah pada bagian sambungan (*joint*) yang menghubungkan elemen pracetak yang satu dengan elemen pracetak lainnya. Dalam sistem beton pracetak dikenal dua jenis sambungan, yaitu sambungan basah (*wet-joint*) dan sambungan kering (*dry-joint*). Untuk *wet-joint* (*in-situ concrete joint*), struktur yang terbentuk lebih monolit, toleransi dimensi lebih tinggi bila dibandingkan dengan *dryjoint*, tetapi membutuhkan setting-time beton cukup lama yang berpengaruh pada waktu pelaksanaan konstruksi. Pada *dry-joint*, struktur yang terbentuk kurang monolit, setelah proses instalasi sambungan segera dapat berfungsi sehingga mempercepat waktu pelaksanaan konstruksi, kelemahannya: toleransi dimensi rendah sehingga membutuhkan akurasi yang tinggi selama proses produksi dan pemasangan.

Dalam teknologi beton pracetak, terdapat 3 (tiga) macam sambungan yang umum digunakan. Sambungan tersebut antara lain, sambungan dengan cor di tempat (*in situ concrete joint*), sambungan dengan menggunakan las dan sambungan dengan menggunakan baut. Masing-masing dari jenis sambungan tersebut

memiliki karakteristik serta kekurangan dan kelebihan sendiri-sendiri yang disajikan dalam tabel 2.8 berikut ini.

**Tabel 2. 8 Perbedaan Metode Penyambungan**

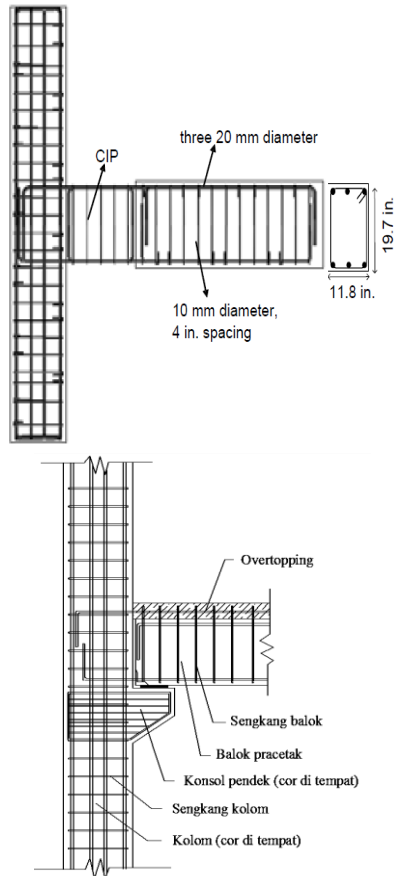
Deskripsi	Sambungan dengan cor setempat	Sambungan dengan las/baut
Kebutuhan struktur	Monolit	Tidak monolit
Jenis sambungan	Basah	Kering
Toleransi dimensi	Lebih tinggi	Tergolong rendah, karena dibutuhkan akurasi yang tinggi
Kebutuhan waktu agar berfungsi secara efektif	Perlu setting time	Segera dapat berfungsi

### **2.6.1 Sambungan Cor Setempat**

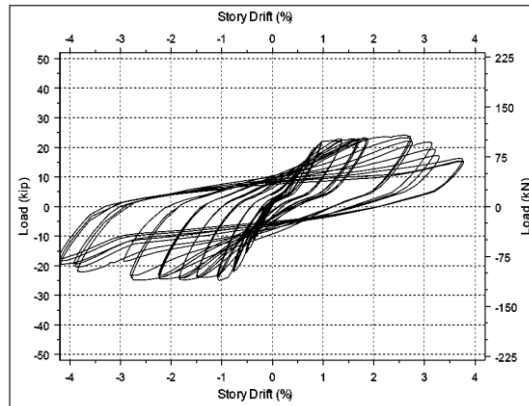
Sambungan ini merupakan sambungan dengan menggunakan tulangan biasa sebagai penyambung / penghubung antar elemen beton baik antar pracetak ataupun antara pracetak dengan cor ditempat. Elemen pracetak yang sudah berada di tempatnya akan di cor bagian ujungnya untuk menyambungkan elemen satu dengan yang lain agar menjadi satu kesatuan yang monolit seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.10. Sambungan jenis ini disebut dengan sambungan basah. Sambungan jenis ini sering diterapkan dalam pelaksanaan konstruksi, karena tergolong mudah dalam pelaksanaannya. Selain itu sambungan ini dapat membuat bangunan menjadi lebih kaku dibanding menggunakan



sambungan jenis lain. Dalam modifikasi ini akan direncanakan menggunakan sambungan cor setempat.



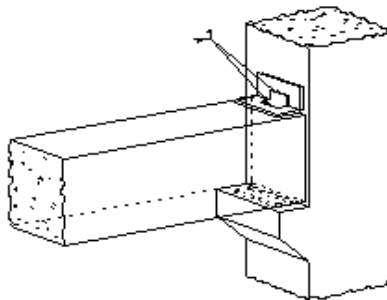
**Gambar 2. 10 Sambungan Cor Setempat**



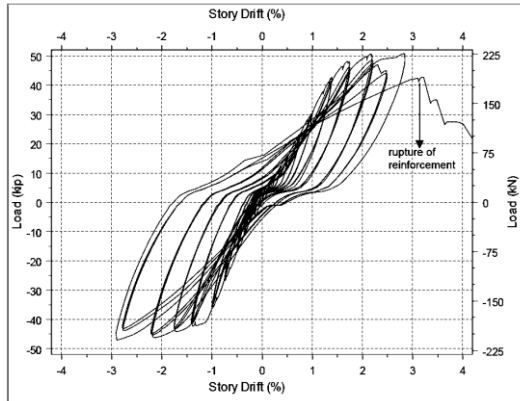
**Gambar 2. 11 Hysteresis Curve Cor Setempat**

### 2.6.2 Sambungan Las

Alat sambung jenis ini menggunakan plat baja yang ditanam dalam beton pracetak yang akan disambung. Kedua pelat ini selanjutnya disambung atau disatukan dengan bantuan las seperti gambar 2.12. Melalui pelat baja inilah gaya-gaya yang akan diteruskan ke komponen yang terkait. Setelah pekerjaan pengelasan, dilanjutkan dengan menutup pelat sambung tersebut dengan adukan beton yang bertujuan untuk melindungi pelat dari korosi.



**Gambar 2. 12 Sambungan Las**

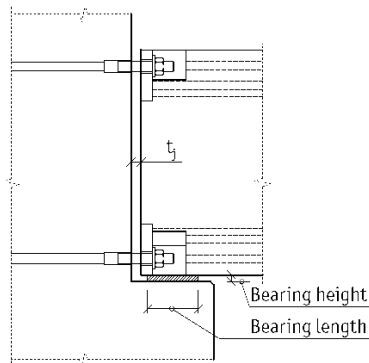


**Gambar 2. 13 Hysteresis Curve Sabungan Las**

Sumber : PCI Journal

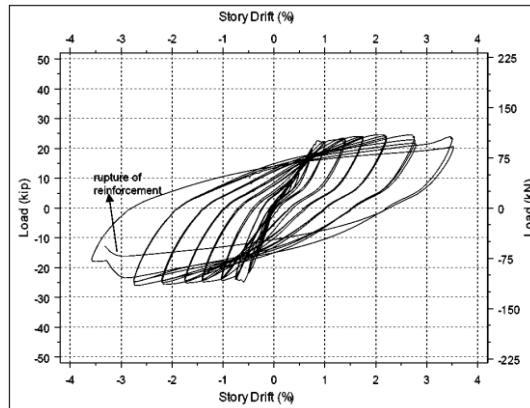
### 2.6.3 Sambungan Baut

Penyambungan cara ini diperlukan pelat baja dikedua elemen betok pracetak yang akan disatukan. Kedua komponen tersebut disatukan melalui pelat tersebut dengan alat sambung berupa baut dengan kuat tarik tinggi. Selanjutnya pelat sambung tersebut dicor dengan adukan beton, guna melindungi dari korosi.



**Gambar 2. 14 Sambungan Baut**

Sumber : Peikko Group



**Gambar 2. 15 Hysteresis Curve Sabungan Baut**

Sumber : PCI Journal

Sambungan direncanakan supaya memiliki kekakuan seperti beton monolit. Elemen pracetak dengan tuangan beton di atasnya, diharapkan sambungan elemen tersebut memiliki perilaku yang mendekati sama dengan struktur monolit. Gaya dapat disalurkan antara komponen struktur dengan menggunakan sambungan *grouting*, kunci geser, sambungan mekanis, sambungan baja tulangan, pelapisan dengan beton bertulang cor setempat, atau kombinasi dari cara-cara tersebut. Panjang lekatan setidaknya harus sebesar tiga puluh kali diameter tulangan. Kait digunakan jika panjang penyaluran yang diperlukan terlalu panjang. Panjang pengankuran yang didapatkan dari hasil eksperimen adalah 8 kali diameter sampai dengan 15 kali diameter pada sisi yang tidak mengalami retak guna mengatasi kondisi terburuk sebaiknya digunakan tiga puluh kali diameter tulangan (Elliott, 2002).

## 2.7 Titik-Titik Angkat dan Sokongan

### 2.7.1 Pengangkatan Pelat / Dinding Pracetak

Pemasangan pelat / dinding pracetak harus diperhatikan bahwa pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu perencanaan terhadap tulangan angkat untuk pelat / dinding dengan tujuan untuk menghindari tegangan yang disebabkan oleh fleksibilitas dari truk pengangkut dalam perjalanan menuju lokasi proyek. Kondisi tersebut menyebabkan terjadinya momen-momen pada elemen pracetak. Pada saat pengangkatan elemen pracetak, dapat menggunakan bantuan balok angkat yang berfungsi untuk menyeimbangkan elemen pracetak pada saat pengangkatan. Jenis titik angkat pada pelat tersebut dijelaskan berikut ini :

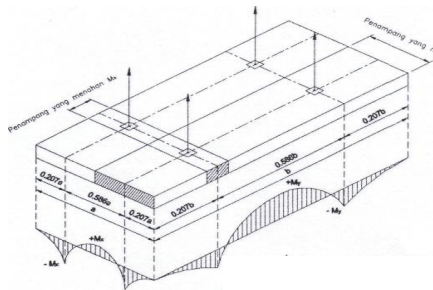
#### a. Dua Titik Angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_y = 0,0107 w a^2 b \quad (2-1)$$

$$+M_y = -M_x = 0,0107 w a b^2 \quad (2-2)$$

- $M_x$  ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan 15t atau  $b/2$
- $M_y$  ditahan oleh penampang dengan lebar  $a/2$



**Gambar 2. 16 Posisi titik angkat pelat  
(2 buah titik angkat)**

(Sumber : PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition, gambar 5.3.1.2(b))

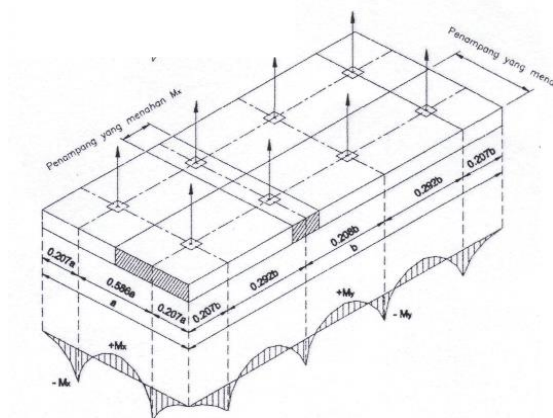
b. Empat Titik Angkat

Maksimum Momen (pendekatan) :

$$+M_x = -M_y = 0,0054 w a^2 b \quad (2-3)$$

$$+M_y = -M_x = 0,0027 w a b^2 \quad (2-4)$$

- $M_x$  ditahan oleh penampang dengan lebar yang terkecil dan 15t atau  $b/4$
- $M_y$  ditahan oleh penampang dengan lebar  $a/2$

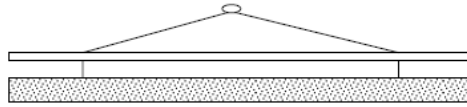


**Gambar 2. 17 Posisi titik angkat pelat / dinding (4 buah titik angkat)**

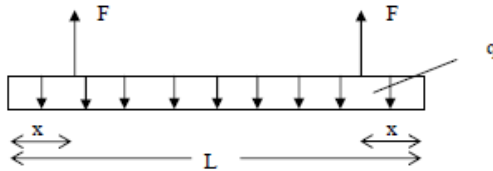
(Sumber : PCI Design Handbook 6<sup>th</sup> Edition, gambar 5.3.1.2(b))

### 2.7.2 Pengangkatan Balok / Tangga

Kondisi pertama adalah saat pengangkatan balok pracetak untuk dipasang pada tumpuannya. Pada kondisi ini beban yang bekerja adalah berat sendiri balok pracetak yang ditumpu oleh angkur pengangkatan yang menyebabkan terjadinya momen pada tengah bentang dan pada tumpuan. Ada dua hal yang harus ditinjau dalam kondisi ini, yaitu kekuatan angkur pengangkatan (*lifting anchor*) dan kekuatan lentur penampang beton pracetak.

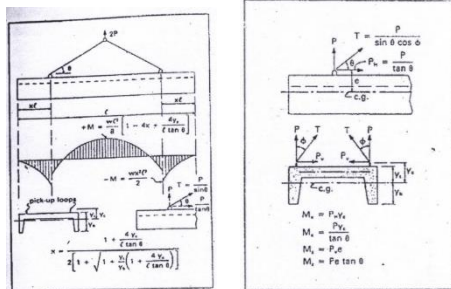


**Gambar 2. 18 Pengangkatan balok/ tangga**



**Gambar 2. 19 Model pembebanan balok / tangga saat pengangkatan**

Balok pracetak harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada waktu proses pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok dari kerusakan. Titik pengangkatan balok dapat dilihat pada gambar berikut :



**Gambar 2. 20 Titik-titik angkat dan sokongan sementara untuk produk pracetak balok**

(Sumber : PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete 6<sup>th</sup> Edition, gambar 5.3.2.2)

### 2.7.4 Pengangkatan Kolom

Pengangkatan kolom menggunakan *Colift Mounting System* dari Peikko Group yang terdiri dari beberapa bagian. Yaitu *mounting shaft*, *slip guard*, *rope strut* dan sling seperti pada gambar 2.21. Penggunaan material *Colift Mounting System* sudah memenuhi Machinery Directive 2006/42/EC, EN ISO 12100, EN 13001, DIN 15429:1978, DGUV 100-500, DGUV 201-002, dan DGUV 209-013. Dan desain untuk 90.000 kali melakukan pengangkatan (*erection*).

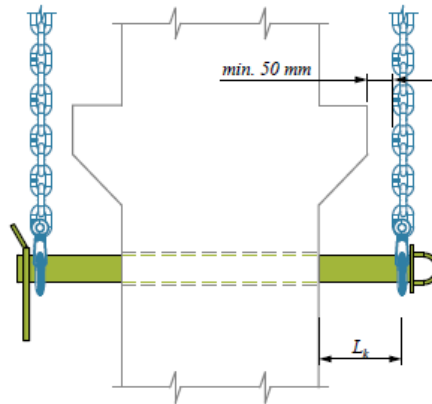


**Gambar 2. 21 Komponen *Colift Mounting System***

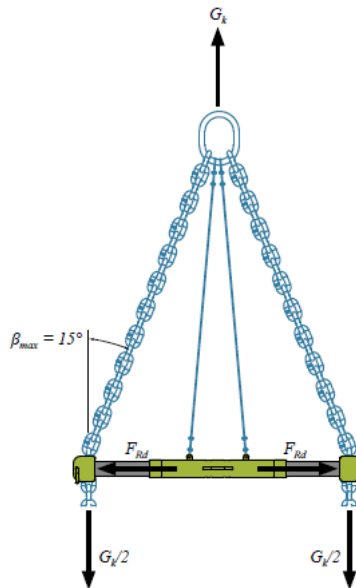
Sumber: Brosur *Peikko Mounting System*

Untuk menggunakan sistem ini, maka kolom harus dibuat berlubang minimal 10mm lebih besar dari *mounting shaft* yang digunakan. Letak lubang harus memerhatikan pusat massa dari kolom agar dapat seimbang ketika pengangkatan. Penempatan dari *mounting shaft* ke sisi terluar kolom minimal 50 mm dan sudut terluar yang dibentuk oleh sling dan *rope strut*  $15^{\circ}$ .





**Gambar 2. 22 Instalasi kolom menggunakan *Colift Mounting System***



**Gambar 2. 23 Distribusi gaya *Colift Mounting System***

**Tabel 2. 9 Angka pengali beban statis ekuivalen untuk menghitung gaya pengangkatan dan gaya dinamis**

Pengangkatan dari bekisting	1,7
Pengangkatan ke tempat penyimpanan	1,2
Transportasi	1,5
Pemasangan	1,2

(PCI Design Handbook, Precast and Prestress Concrete Fourth Edition, 1992, table 5.2.1.)

### 2.7.3 Geser Horizontal

- Pada pelat lantai dan balok pracetak, gaya geser yang terjadi:

$$V_{vh} = T = C = A_s f_y \quad (2-5)$$

- Kuat geser horisontal menurut SNI 2847:13, pasal 17.5.4 adalah :

$$\phi x V_{nh} = \phi x 0,6 x b_v x l_{vh} \quad (2-6)$$

- Menurut SNI 2847:13, pasal 11.6.4. tulangan geser horisontal perlu :

$$A_{vh} = \frac{V_n}{f_y x \mu} \quad (2-7)$$

### 2.7.4 Detail Penulangan

#### ▪ Penyaluran Tulangan dalam Tarik

Menurut SNI 2847:13, pasal 12.2.2 adalah sebagai berikut :

$$l_{d(\min)} = 300 \text{ mm}$$

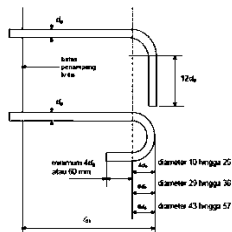
$$\text{Untuk } D \leq 19 \text{ mm : } l_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{2,1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (2-8)$$

$$D \geq 22 \text{ mm : } l_d = \left( \frac{f_y \psi_t \psi_e}{1,7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (2-9)$$

**Tabel 2. 10 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Tarik**

$\psi_t$ = faktor lokasi penulangan	
Tulangan horizontal dipasang sehingga lebih dari 300mm beton segar dicor dibawah panjang penyaluran atau sambungan	1,3
Situasi lain	1,0
$\psi_e$ = faktor pelapis	
Batang atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut kurang dari $3d_b$ atau spasi bersih kurang dari $6d_b$	1,5
Batang atau kawat tulangan berlapis epoksi lainnya	1,2
Tulangan tidak dilapisi dan dilapisi bahan seng (dikalvanis)	1,0
$\psi_s$ = faktor ukuran batang tulangan	
Batang D-19 atau lebih kecil atau kawat ulir	0,8
Batang D-22 dan yang lebih besar	1,0
$\lambda$ = faktor agregat ringan	
Apabila $f_{ct}$ ditetapkan	0,75
Beton normal	1,0

### ▪ Penyaluran Tulangan Berkait dalam Tarik



**Gambar 2. 24 Detail kaitan untuk penyaluran kait standar**  
(SNI 2847:13, gambar S12.5)

Menurut SNI 2847:13, pasal 12.5.2 adalah sebagai berikut:

$$l_{h(\min)} = 8d_b \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

Panjang penyaluran dasar

$$\ell_{dh} = (0,24 \Psi_e f_y / \lambda \sqrt{f'_c}) / d_b \quad (2-10)$$

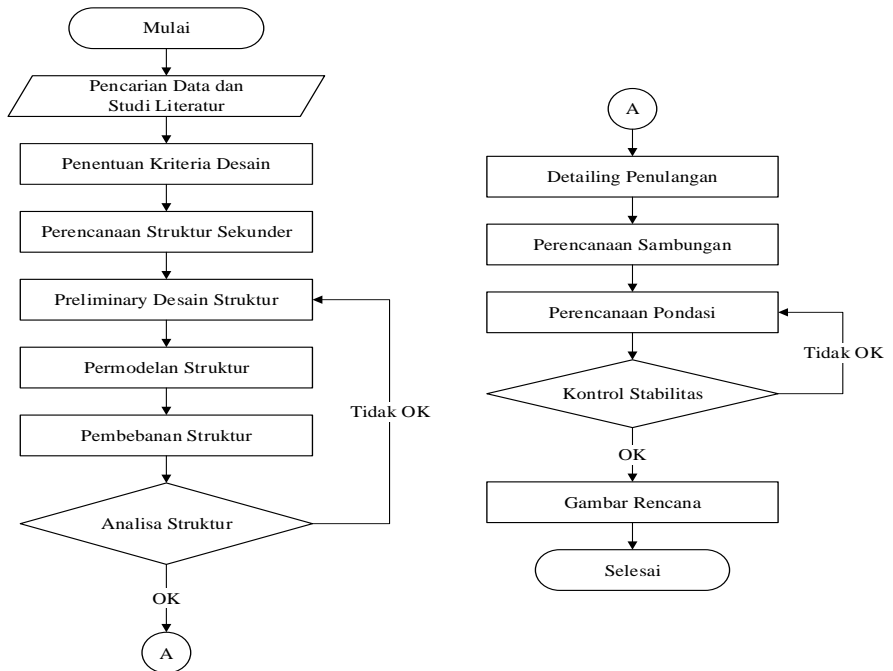
**Tabel 2. 11 Faktor Pengali Penyaluran Tulangan Berkait dalam Tarik**

Kondisi	Faktor
Selimut Beton , batang D-36 dan yang lebih kecil dengan tebal selimut samping (normal terhadap bidang kait) tidak kurang dari 60 mm dan untuk kait 90 <sup>o</sup> dengan tebal selimut terhadap kait tidak kurang dari 50 mm	0,70
Senggang, batang D-36 dan yang lebih kecil yang secara vertikal atau horisontal dilindungi oleh sengkang yang dipasang sepanjang $\ell_{dh}$ dengan spasi tidak lebih dari 3d <sub>b</sub>	0,80
Untuk kait 180 derajat dari batang tulangan D-36 dan yang lebih kecil yang dilingkupi dalam pengikat atau sengkang tegak lurus terhadap tulangan yang disalurkan tidak lebih besar dari 3d <sub>b</sub>	0,8

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

### BAB 3 METODOLOGI

Perencanaan Gedung Ibis Styles Hotel menggunakan metode beton pracetak memiliki langkah-langkah untuk mencapai desain yang dapat diaplikasikan sesuai dengan diagram alir pada **Gambar 3.1**.



**Gambar 3.1** *Flowchart* Pengerjaan Tugas Akhir

Langkah-langkah metode penyelesaian tugas akhir dijelaskan secara detail sebagai berikut:

### 3.1 Studi Literatur dan Data Perancangan

#### 3.1.1 Data Perencanaan

##### 1) Data Umum

- Nama gedung : Gedung Midtown Point & Ibis Styles Hotel
- Lokasi : Jl. Fachruddin no 6, Jakarta Pusat
- Fungsi : Hotel dan Perkantoran
- Jumlah lantai : 22 dan 18
- Tinggi bangunan : + 93 m
- Total luas area :  $\pm 18900 \text{ m}^2$
- Struktur utama : Struktur beton bertulang

##### 2) Data Gambar

- Gambar Sruktur (Terlampir)
- Gambar arsitektur (Terlampir)

Bangunan gedung tersebut akan dimodifikasi menggunakan metode beton pracetak dan data bangunan yang direncanakan sebagai berikut :

##### 1) Data Umum Bangunan

- Nama gedung : Gedung Ibis Styles Hotel
- Lokasi : Jl. Fachruddi no 6, Jakarta Pusat
- Fungsi : Hotel
- Jumlah lantai : 18
- Tinggi bangunan : + 67.8 m
- Total luas area :  $\pm 8600 \text{ m}^2$
- Struktur utama : Beton pracetak

##### 2) Data Bahan :

- Kekuatan tekan beton ( $f'_c$ ) = 40 MPa
- Tegangan leleh baja ( $f_y$ ) = 390 Mpa
- Data Tanah = terlampir

##### 3) Data Gambar

- Gambar Sruktur (Terlampir)
- Gambar arsitektur (Terlampir)

### 3.1.2 Literatur Perencanaan Gedung

- Badan Standarisasi Nasional. 2013. Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung ( SNI 2847:2013 )
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung ( SNI 1726:2012 )
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung ( RSNI 1727:2013)
- ACI 318-11 *Building Code Requirements for Structural Concrete*
- PCI Handbook Edition. Precast and Prestress Concrete
- Kim S. Elliot. 2002. Precast Concrete Structure
- Wahyudi. 1999. Daya Dukung Pondasi Dalam

### 3.1.3 Pengumpulan Data Perancangan Gedung

- Gambar arsitektur (gambar denah, tampak, dan potongan)
- Data tanah (*soil investigation*).

### 3.2 Penentuan Kriteria Design

Metode precast dipilih karena konfigurasi struktur gedung adalah beraturan dan tipikal pada setiap lantainya. Sedangkan dalam pemilihan sistem struktur digunakan Sistem Ganda Dengan Rangka Pemikul Momen Khusus yang Mampu Menahan Paling Sedikit 25% Gaya Gempa yang ditetapkan.

- Rangka Momen Khusus yang Dibangun Dengan Menggunakan Sistem Pracetak ( SNI 2847:2013 pasal 21.5 - 21.8 )
- Dinding Geser Beton Bertulang Khusus (SNI 2847:2013 pasal 21.9)

### 3.3 Perencanaan Struktur Sekunder

Direncanakan terpisah dalam perencanaannya, karena struktur sekunder hanya meneruskan beban ke struktur utama.



### 3.3.1 Perencanaan Tulangan Tangga

Perencanaan tangga didesain dengan mengasumsikan perletakan yang digunakan adalah sendi – rol. Syarat perencanaan tangga harus memenuhi syarat berikut ini :

$$\blacksquare \quad 64 \leq 2.t + i \leq 65 \quad (3-1)$$

$$\blacksquare \quad \text{Syarat kemiringan tangga :} \\ 20 \leq \alpha \leq 40 \quad (3-2)$$

Dimana :

i = Lebar injakan

t = Tinggi tanjakan

$\alpha$  = Kemiringan tangga

### 3.3.2 Perencanaan Tulangan Balok Anak

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban trapesium, segitiga dan dua segitiga. Beban ekivalen ini selanjutnya akan digunakan untuk menghitung gaya-gaya dalam yang terjadi di balok anak untuk menentukan tulangan lentur dan geser (perhitungan tulangan longitudinal sama dengan pelat).

### 3.3.3 Perencanaan Lift

Dalam perencanaan lift, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat lift dan balok penggantung katrol lift. Ruang landasan diberi kelonggaran (lift pit) supaya pada saat lift mencapai lantai paling bawah, lift tidak menumbuk dasar landasan, disamping berfungsi pula menahan lift apabila terjadi kecelakaan, misalnya tali putus. Perencanaan ini mencakup perencanaan balok penumpu depan, penumpu belakang, dan balok penggantung lift.

## 3.4 Preliminary Desain

Pada *preliminary design* ini akan menentukan dimensi elemen struktur gedung untuk digunakan dalam tahap perancangan selanjutnya.

### 3.4.1 Perencanaan Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi$ ) dapat ditentukan.

$$A = \frac{W}{\phi \times f'_c} \quad (3-3)$$

Di mana,  $W$  = Beban aksial yang diterima kolom  
 $f'_c$  = Kuat tekan beton karakteristik  
 $A$  = Luas penampang kolom

### 3.4.2 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Tabel minimum balok non-prategang apabila nilai lendutan tidak dihitung dapat dilihat pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.1 tabel 9.5(a). Nilai pada tabel tersebut berlaku apabila digunakan langsung untuk komponen struktur beton normal dan tulangan dengan mutu 420 MPa.

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad \text{digunakan apabila } f_y = 420 \text{ Mpa} \quad (3-4)$$

$$h_{min} = \frac{L}{16} \left( 0,4 - \frac{f_y}{700} \right) \quad \text{digunakan untuk } f_y \text{ selain } 420 \text{ Mpa} \quad (3-5)$$

$$h_{min} = \frac{L}{16} (1,65 - 0,003w_c) \quad \text{digunakan untuk nilai } w_c \text{ 1440 sampai 1840 kg/m}^3 \quad (3-6)$$

Di mana:

$b$  = Lebar balok

$h$  = Tinggi balok

$L_b$  = Panjang balok

### 3.4.3 Penentuan Dimensi Pelat

Dalam menentukan dimensi pelat langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut:

1. Tebal minimum pelat satu arah (*one-way slab*) menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.2.1 (tabel

9.5(a)), sedangkan untuk pelat dua arah menggunakan rumus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.1

2. Dimensi pelat minimum dengan balok yang menghubungkan tumpuan pada semua sisinya harus memenuhi :

a) Untuk  $\alpha_m$  yang sama atau lebih kecil dari 0,2 harus menggunakan SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

1. Tebal pelat tanpa penebalan 120 mm

2. Tebal pelat dengan penebalan 100 mm

b) Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0, ketebalan pelat minimum harus memenuhi :

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0,2)} \quad (3-7)$$

dan tidak boleh kurang dari 125 mm. (SNI 2847:2013, persamaan 9-12)

c) Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{\ln(0,8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} \quad (3-8)$$

dan tidak boleh kurang dari 90 mm. (SNI 2847:2013, persamaan 9-13)

Di mana :

$\beta$  = rasio dimensi panjang terhadap pendek

$\alpha_m$  = nilai rata - rata dari  $\alpha_f$  untuk semua balok pada tepi dari suatu panel

### 3.5 Permodelan Struktur

Permodelan struktur utama dilakukan untuk mengetahui perilaku struktur akibat pembebanan yang ada, baik beban gravitasi maupun beban gempa. Hasil dari permodelan ini antara lain untuk mengetahui perilaku struktur secara keseluruhan dan perilaku komponen struktur. Sedangkan perilaku komponen struktur meliputi komponen kolom dan balok yang ditinjau dari gaya dalam yang didapat dari permodelan struktur. Gaya dalam pada kolom

yang perlu diperhatikan antara lain aksial, momen arah x & y, torsi, dan geser. Gaya dalam pada balok antara lain momen, geser, dan torsi. Permodelan struktur dilakukan dengan menggunakan program bantu ETABS

### 3.6 Pembebanan Struktur

Beban yang bekerja pada suatu struktur ada beberapa jenis menurut karakteristik, yaitu beban statis dan beban dinamis. Berikut ini akan menjelaskan lebih detail mengenai pembebanan sesuai dengan ketentuan berdasarkan SNI 1726:2012 dan ketentuan SNI 2847:13.

1) Beban Statis

- Beban Hidup berdasarkan hidup SNI 1727:2013 Tabel 4.1.

2) Beban Gempa

Analisa beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012 meliputi :

- Penentuan respon spektrum, penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 9 dan 10 SNI-03-1726-2012

Respon seismik ( $C_s$ ) (SNI 1726:2012, persamaan 7.8-2)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left( \frac{R}{I_e} \right)}$$

Dimana :

$S_{DS}$  = percepatan spektrum respons disain dalam rentan periode pendek

$R$  = faktor modifikasi respons (SNI 1726:2012 tabel 7.2-1)

$I_e$  = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan Tabel 6.4

nilai  $C_s$  max tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (3-10)$$

- Gaya geser dasar dan gaya seismik lateral

$$V = C_s \times W \quad (3-11)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3-12)$$

dimana :

$C_s$  = koefisien respons seismik SNI 1726:2012, Pasal 7.8.1.1

$W$  = berat seismik efektif menurut SNI 1726:2012, Pasal 7.7.2

- Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 2847:13 pasal 9.2.1

- 1)  $U = 1,4 D$
- 2)  $U = 1,2 D + 1,6 L$
- 3)  $U = 1,2 D + 1,6 L \pm 1,0 E$
- 4)  $U = 1,0 D + 1,0 L$
- 5)  $U = 0,9 D \pm 1,0 E$

### 3.7 Analisa Struktur

Perhitungan gaya-gaya dalam struktur utama menggunakan bantuan program ETABS. Adapun hal- hal yang diperhatikan dalam analisa struktur ini antara lain :

- Bentuk Gedung
- Dimensi elemen-elemen struktur dari preliminary design
- Wilayah gempa
- Pembebanan struktur dan kombinasi pembebanan

### 3.8 Perencanaan Penulangan Struktur

Perhitungan perencanaan struktur utama dilakukan setelah perhitungan untuk elemen sekunder beserta gaya-gaya dalam yang diperoleh dari hasil analisa struktur, selanjutnya pendetailan elemen-elemen struktur utama. Perencanaan struktur ini meliputi perencanaan penulangan lentur dan perencanaan penulangan geser.

### 3.8.1 Perencanaan Tulangan Balok

#### 3.8.1.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur pelat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data  $d$ ,  $f_y$ ,  $f'_c$ , dan  $\mu$
2. Menentukan harga  $\beta_1$  (SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \quad (3-13)$$

3. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (3-14)$$

SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2)

$$\rho < 0.025 \quad (3-15)$$

SNI 03-2847-2013 pasal (21.5.2.1)

$$\rho < 0.75\rho_b \quad (3-16)$$

SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3)

$$\rho_{\min} = \frac{0.25x\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (3-17)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} \quad (3-18)$$

(SNI 2847:2013 pasal 10.5.1)

Dari kedua harga  $\rho_{\min}$  tersebut, diambil harga yang terbesar sebagai yang menentukan.

4. Menentukan harga  $m$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} \quad (3-19)$$

5. Menentukan  $R_n$

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} \quad (3-20)$$

Diketahui harga  $\phi$  ditentukan  
(SNI 2847:2013 pasal 9.3)

6. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times Rn}{fy}} \right) \quad (3-21)$$

$$\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max} \quad (3-22)$$

7. Menentukan luas tulangan (AS) dari  $\rho$  yang didapat

$$As = \rho \times b \times d \quad (3-23)$$

$$\rho = \frac{As}{b \times d} \quad (3-24)$$

8. Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As_{pertu}}{\frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2} \quad (3-25)$$

9. Menghitung jarak tulangan

$$s = \frac{b - n \times \phi L - 2d' - 2\phi S}{n - 1} \quad (3-26)$$

### 3.8.1.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Perencanaan penampang geser harus didasarkan sesuai SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-1 yaitu harus memenuhi :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3-27)$$

Di mana :

$V_n$  = kuat geser nominal penampang

$V_u$  = kuat geser terfaktor pada penampang

$\phi$  = reduksi kekuatan untuk geser = 0,75

Kuat geser nominal dari penampang merupakan sumbangan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ )

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-28)$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1 persamaan 11-2)

Dan untuk

$$V_c = 0,17 \alpha \sqrt{f' c} b_w d \quad (3-29)$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.1 persamaan 11-3)

Perencanaan penampang terhadap geser harus didasarkan pada

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3-30)$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.1.1)

Di mana :

$V_u$  = geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

$V_n$  = Kuat geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat geser nominal tulangan geser

### 3.8.1.3 Kontrol Torsi

Pengaruh torsi harus diperhitungkan apabila:

$$T_u \leq \frac{\phi \sqrt{f' c}}{12} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}^2} \right) \quad (3-31)$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.5.1)

Perencanaan penampang terhadap torsi:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (3-32)$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.5 pers.11-20)

Tulangan sengkang untuk puntir:

$$T_n = \frac{2.A_0.A_t.f_y}{s} \cot \theta \quad (3-33)$$

(SNI 2847:2013, Pasal 11.5.3.6 pers.11-21)

Di mana:

$T_u$  = Momen torsi terfaktor

$T_n$  = Kuat momen torsi

$T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbang oleh beton

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser



$A_0$  = Luas yang dibatasi oleh lintasan aliran geser mm<sup>2</sup>

### 3.8.2 Perencanaan Tulangan Kolom

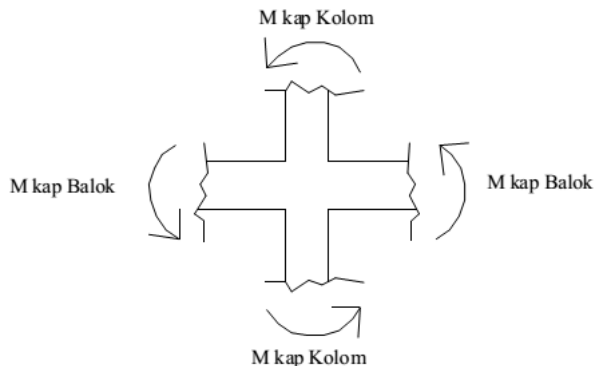
Detail penulangan kolom akibat beban aksial tekan harus sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.3.5.1. Sedangkan untuk perhitungan tulangan geser harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 23.5.1.

#### 3.8.2.1 Persyaratan “Strong Column Weak Beams”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \times \sum M_{nb} \quad (3-34)$$

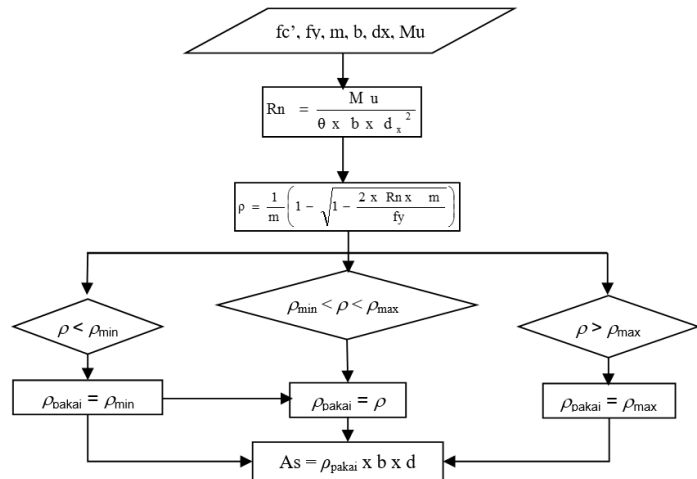
Di mana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol kapasitas kolom tersebut agar memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. Dengan penjelasan ilustrasi pada **Gambar 3.2**.



**Gambar 3. 2 Ilustrasi kuat momen yang bertemu di Hubungan Balok Kolom**

### 3.8.3 Perencanaan Tulangan Pelat

#### 3.8.3.1 Perhitungan Tulangan Lentur Pelat



**Gambar 3. 3 Diagram alir perhitungan penulangan komponen lentur**

(SNI 2847:13 Pasal 11.4)

#### 3.8.3.2 Pehitungan Tulangan Geser

Perhitungan kebutuhan tulangan geser berdasarkan SNI 2847:13 Pasal 11.4.

Hitung  $V_u$  pada titik berjarak  $d$  dari ujung perletakan

Cek  $V_u \leq \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d)$  (3-35)

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

Kriteria kebutuhan tulangan geser :

$V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$  Tidak perlu penguatan geser (3-36)

$0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$  diperlukan tulangan geser minimum (3-37)

$\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$  diperlukan tulangan geser (3-38)

$\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$  diperlukan tulangan geser (3-39)

dimana :

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w \cdot d \quad (3-40)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{f'_c}{3}} b_w \cdot d \quad (3-41)$$

$\phi = 0,6$  (untuk geser)

Keterangan :

$V_c$  = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton

$V_s$  = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Tulangan geser

$V_n$  = Kekuatan geser Nominal ( $V_c + V_s$ )

$V_u$  = Gaya geser Berfaktor

Bila sengkang tertutup tidak diperlukan, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujung harus dispasikan dengan jarak tidak lebih dari  $d/2$  sepanjang panjang komponen struktur berdasarkan SNI 2847:13, pasal 21.5.3.4

### 3.8.3.3 Pehitungan Tulangan Susut

Kebutuhan tulangan susut di atur dalam SNI 2847:13 Pasal 7.12.2.1

### 3.8.3.4 Kontrol Retak Tulangan

Untuk menghindari retak-retak beton di sekitar baja tulangan, maka penggunaan tulangan lentur dengan kuat leleh melebihi 300 MPa perlu dilakukan kontrol terhadap retak sesuai SNI 2847:13, Pasal 10.6.4.

## 3.8.4 Perencanaan Tulangan Dinding Geser

### 3.8.4.1 Kuat Aksial Rencana (SNI 2847:13 pasal 14.5.2)

$$\phi P_{nw} = 0,55 \phi f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot I_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (3-42)$$

### 3.8.4.2 Pemeriksaan Tebal Dinding

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi : (SNI 2847:13, pasal 11.9.3.)

$$\phi x V_n = \phi \frac{5}{6} x \sqrt{f'c} . h . d \geq V_u \quad (3-43)$$

Dimana :  $d = 0,8 I_w$

### 3.8.4.3 Kuat Geser Beton

Dihitung Menurut SNI 2847:13, pasal 11.9.6.

### 3.8.4.4 Keperluan Penulangan Geser

Penulangan geser dihitung berdasarkan SNI 2847:13, pasal 13.9.8.

### 3.8.4.5 Penulangan Geser Horisontal

Dihitung berdasarkan pada SNI 2847:13, pasal 11.9.9

### 3.8.4.6 Penulangan Geser Vertikal

Dihitung berdasarkan SNI 2847:13, pasal 11.9.9.4

## 3.9 Perencanaan Elemen Pracetak

### 3.9.1 Plat

Fabrikasi plat menggunakan *half slab* seperti pada plat pada umumnya namun menyisakan minimal 50 mm dari dimensi rencana yang akan di *overtopping* (Elliot, 2002)

### 3.9.2 Balok

Fabrikasi balok menggunakan *half beam* seperti pada balok pada umumnya namun menyisakan jarak yang sama dengan plat untuk di *overtopping* (Elliot, 2002).

### 3.9.3 Kolom

Fabrikasi kolom seperti pada umumnya namun menyisakan lubang yang terletak diatas pusat masa kolom, sehingga dapat diangkat menggunakan produk dari peikko group

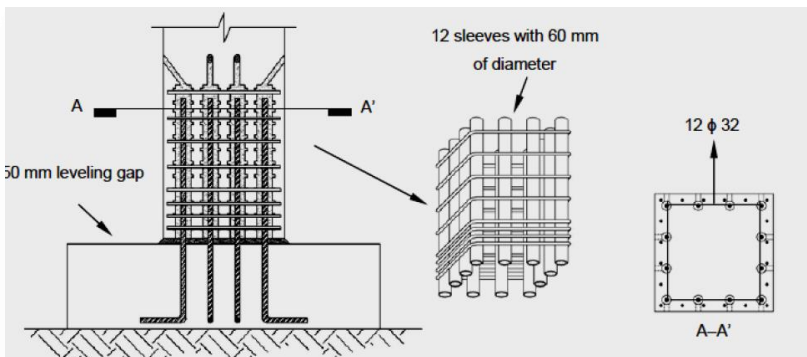
## 3.10 Perencanaan Sambungan

Dalam perencanaan sambungan dilakukan sesuai dengan peraturan SNI 2847:13 Pasal 7.13. Jenis sambungan yang digunakan adalah sambungan basah yang menggunakan

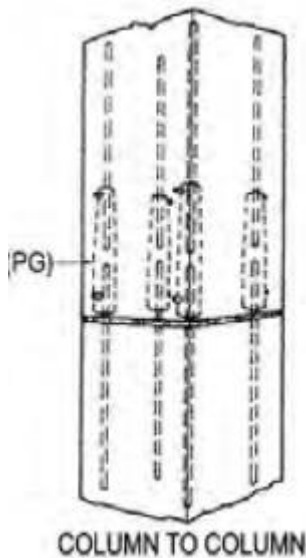
(*overtopping*) maupun sambungan mekanik yang menggunakan (*splice sleeve*). Dengan kombinasi tersebut diharapkan integrasi struktur tercapai dengan baik dan lebih efisien karena pengerjaan yang mudah.

### 3.10.1 Sambungan Base Plate – Kolom / Kolom – Kolom

Berdasarkan percobaan Andrea Belleri dan Paolo Riva yang dipublikasikan dalam jurnal *Seismic performance and retrofit of precast concrete grouted sleeve connections* pada tahun 2012 didapat bahwa *grouted steel sleeves* cocok digunakan untuk sambungan kolom – pondasi pada bangunan yang berada di zona gempa. Sedangkan untuk sambungan kolom- kolom juga dapat menggunakan *splice sleeve / mechanical coupler* (Mostert, 2014) oleh perusahaan NMB dalam brosurnya. Karena memiliki tingkat daktilitas yang tinggi serta dapat mencegah tekuk pada tulangan.



**Gambar 3. 4 Detail Sambungan Base –Plate Kolom**

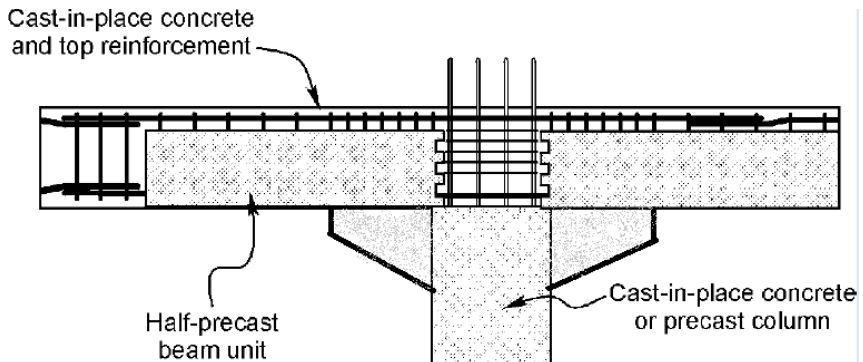


**Gambar 3. 5 Detail Sambungan Kolom-Kolom**

Sumber: Brosur NMB *Splie Sleeve*

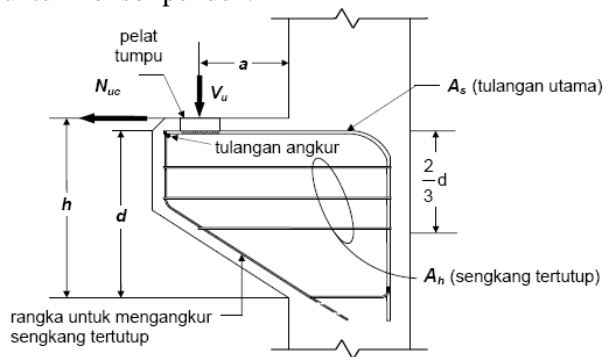
### **3.10.2 Sambungan Balok – Kolom**

Sambungan balok – kolom yang tahan terhadap gempa (*seismic resistant*) dapat menggunakan sambungan basah pada balok dan kolom pracetak dapat menggantikan sambungan monolit biasa (Patel, 2014) seperti pada Gambar 3.6



**Gambar 3. 6 Detail Penulangan Balok-Kolom**

Pada perancangan sambungan balok dan kolom ini menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakkan pada konsol pendek pada kolom kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol berdasarkan SNI 2847:13 pasal 11.8 mengenai ketentuan khusus untuk konsol pendek.

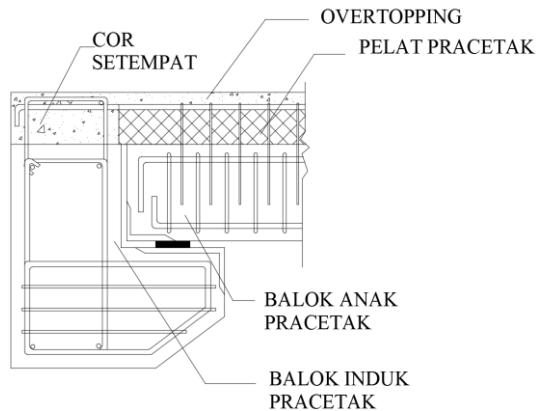


**Gambar 3. 7 Parameter geometri konsol pendek**

Sumber : SNI 2847:2013

### 3.10.3 Sambungan Balok Induk – Balok Anak / Balok Induk - Tangga

Balok anak diletakkan menumpu pada tepi balok induk dengan ketentuan panjang landasan adalah sedikitnya  $1/180$  kali bentang bersih komponen plat pracetak, tapi tidak boleh kurang dari 75 mm. Demikian dengan sambungan pada balok induk ke tangga Untuk membuat integritas struktur, maka tulangan utama balok anak baik yang tulangan atas maupun bawah dibuat menerus atau dengan kait standar yang pendetailannya sesuai dengan aturan SNI 2847:13 pasal 13.7.3. Dalam perancangan sambungan balok induk dengan balok anak digunakan konsol pada balok induk. Balok anak diletakkan pada konsol pendek pada balok induk, kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk ini sama dengan perencanaan konsol pada kolom.



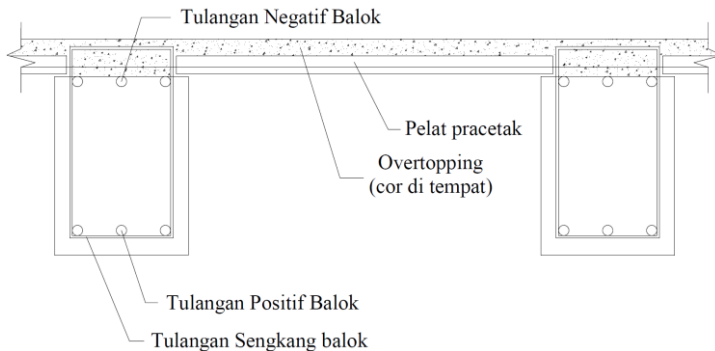
**Gambar 3. 8 Sambungan balok induk dengan balok anak**

### 3.10.4 Sambungan Balok – Pelat Lantai

Untuk menghasilkan sambungan yang bersifat kaku, monolit, dan terintegrasi pada elemen-elemen ini, maka harus dipastikan gaya-gaya yang bekerja pada plat pracetak tersalurkan pada elemen balok. Hal ini dapat dilakukan dengan cara-cara sebagai berikut.



- Kombinasi dengan beton cor di tempat (topping), dimana permukaan pelat pracetak dan beton pracetak dikasarkan dengan amplitudo 5 mm.
- Pendetailan tulangan sambungan yang dihubungkan atau diikat secara efektif menjadi satu kesatuan, sesuai dengan aturan yang diberikan dalam SNI 03- 2847-2013 pasal 7.13.
- *Grouting* pada tumpuan atau bidang kontak antara plat pracetak dengan balok pracetak.



**Gambar 3. 9 Sambungan balok induk dengan pelat**

### 3.11 Perencanaan Pondasi

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan tipe pondasi ini didasarkan atas fungsi bangunan atas yang akan dipikul oleh pondasi tersebut :

- Besarnya beban dan beratnya bangunan atas
- Keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan
- Biaya pondasi dibandingkan biaya bangunan atas

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk pondasi suatu bangunan bila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau bila tanah keras yang mampu memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

Struktur pondasi direncanakan dengan menggunakan pondasi dalam, yaitu tiang pancang. Perhitungan kekuatan pondasi berdasarkan data tanah yang didapat dari tes spt.

### 3.11.1 Daya Dukung Tiang Vertikal

Luciano Decourt memberikan formula daya dukung tiang vertikal sebagai berikut.

$$Q_L = Q_P + Q_S \quad (3.44)$$

$$q_p = N_p + K \quad (3.45)$$

$$Q_S = q_s A_s \quad (3.46)$$

$$Q_S = \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \quad (3.47)$$

### 3.11.2 Daya Dukung Tiang Horizontal

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

### 3.11.3 Kebutuhan Tiang Pancang

Pada gedung ini digunakan pondasi tiang dengan ilustrasi pada **Gambar 3.12**

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} \quad (3.48)$$

$$2.5D \leq S \leq 5D$$

$$2.5D \leq S1 \leq 3D$$

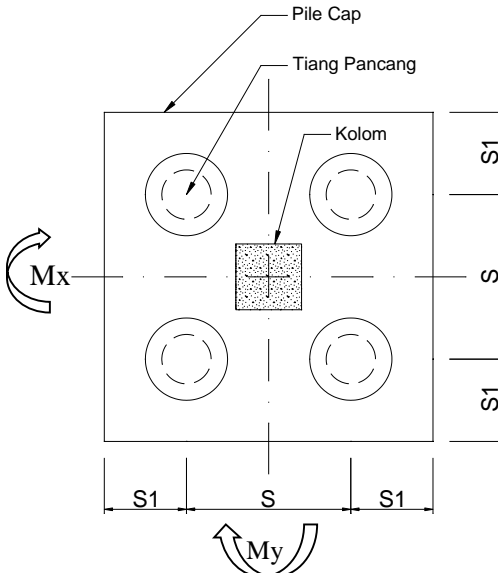
Kontrol tegangan yang terjadi pada tiang pancang

$$P_{satuTP} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y X_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x Y_{\max}}{\sum y^2} \quad (3.49)$$

Efisiensi satu tiang pancang:

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (3.50)$$

$$P_{group\ tiang} = \eta P_{ijin}$$



**Gambar 3.12 Ilustrasi Pondasi Tiang Pancang**

### 3.11.4 Perencanaan Terhadap Geser

a) Kontrol geser satu arah

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$\phi \frac{1}{6} \sqrt{f' c} b_o d \geq Vu \quad (3.51)$$

b) Kontrol geser dua arah (geser ponds)

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil, sesuai *SNI 03-2847-2013 pasal 11.11.2*

$$V_c = 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f' c} b_o d \quad (3.52)$$

atau

$$V_c = 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f' c} b_o d \quad (3.53)$$

Di mana  $\alpha_s$  adalah 40 untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi, 20 untuk kolom sudut, atau

$$V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f' c} b_o d \quad (3.54)$$

### 3.12 Gambar Teknik

Hasil dari analisa struktur diatas divisualisasikan dalam gambar teknik. Dalam penggambaran ini menggunakan program AutoCAD 2016.

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## BAB 4

### PRELIMINARY DESIGN

#### 4.1 Data Perencanaan

Data perencanaan gedung beton bertulang menggunakan sistem beton pracetak sebagai berikut :



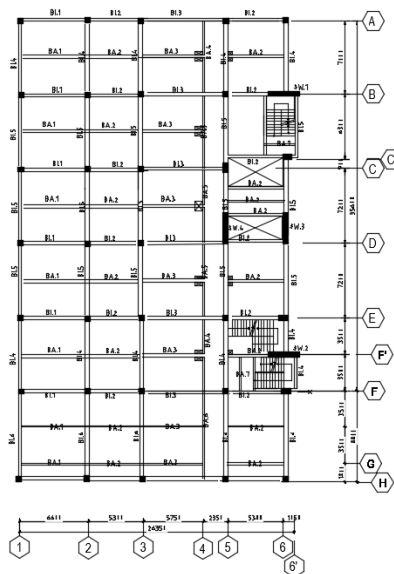
**Gambar 4.1 Potongan Melintang Gedung**

- Fungsi Bangunan : Ibis Styles Hotel
- Lokasi : Jl. Fachruddin no 6 Tanah Abang Jakarta Pusat
- Jumlah Lantai : 1 Lt. Basement + 18 Lt. + 1 R.MesinKetinggian Lantai :
  - a. Lantai Basement = 3.80 m
  - b. Lantai 1 = 5.50 m
  - c. Lantai 2 = 4.00 m
  - d. Lantai 3 = 4.50 m
  - e. Lantai 4 = 4.00 m
  - f. Lantai 5-18 = 3.50 m
  - g. Ruang Mesin = 4.70 m

- Tinggi Bangunan : 67,6 m
- Total Luas Area : 1050 m<sup>2</sup>
- Mutu Beton (f'c) : 40 Mpa
- Mutu Baja (fy) : 390 Mpa
- Letak Bangunan : Jauh Dari Pantai

#### 4.2 Perencanaan Dimensi Balok

Dimensi balok yang direncanakan dalam preliminary design adalah sebagai berikut :



**Gambar 4. 1 Denah Pembalokan**

##### 4.2.1 Perencanaan Dimensi Balok Induk

Dimensi Balok Induk direncanakan dengan :

$$h_{min} = \frac{L}{16}$$

$$b = \frac{2}{3} h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok Induk dibagi menjadi :

a. BI.1 L = 660 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{600}{16} = 41,25 \approx 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 41,25 = 27,5 \approx 50 \text{ cm}$$

Digunakan BI.1 sebesar 50/75 cm

b. BI.2 L = 530 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{530}{16} = 33,125 \approx 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 33,125 = 22,08 \approx 50 \text{ cm}$$

Digunakan BI.2 sebesar 50/75 cm

c. BI.3 L = 810 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{810}{16} = 50,625 \approx 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 60 = 50 \text{ cm}$$

Digunakan BI.3 sebesar 50/75 cm

d. BI.4 L = 700 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{700}{16} = 43,75 \approx 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 43,75 = 29,16 \approx 50 \text{ cm}$$

Digunakan BI.4 sebesar 50/75 cm



e. BI.5 L = 720 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{720}{16} = 45 \approx 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 45 = 30 \approx 50 \text{ cm}$$

Digunakan BI.5 sebesar 50/75 cm

f. BI.6 L = 880 cm

$$h_{min} = \frac{L}{16} = \frac{880}{16} = 55 \approx 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 55 = 36,67 \approx 50 \text{ cm}$$

Digunakan BI.6 sebesar 50/75 cm

**Tabel 4. 1 Rekapitulasi Dimensi Balok Induk Rencana**

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Min (m)		Dimensi Min (cm)		Dimensi Pakai (cm)	
		b	h	b	h	b	h
BI.1	6,6	0,28	0,41	27,50	41,25	50	75
BI.2	5,3	0,22	0,33	22,08	33,13	50	75
BI.3	8,1	0,34	0,51	33,75	50,63	50	75
BI.4	7	0,29	0,44	29,17	43,75	50	75
BI.5	7,2	0,30	0,45	30,00	45,00	50	75
BI.6	8,8	0,37	0,55	36,67	55,00	50	75

#### 4.2.2 Perencanaan Dimensi Balok Anak

Dimensi Balok Induk direncanakan dengan :

$$h_{min} = \frac{L}{21}$$

$$b = \frac{2}{3}h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)  
h = tinggi balok (cm)  
b = lebar balok (cm)

a. BA.1  $L = 660$  cm

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{660}{21} = 31 \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 31 = 21 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BA.1 sebesar 25/35 cm

b. BA.2  $L = 530$  cm

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{530}{21} = 25 \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 25 = 17 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BA.2 sebesar 25/35 cm

c. BA.3  $L = 575$  cm

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{575}{21} = 31 \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 31 = 21 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BA.3 sebesar 25/35 cm

d. BA.4  $L = 700$  cm

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{700}{21} = 33 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 33 = 22 \approx 35 \text{ cm}$$

Digunakan BA.4 sebesar 35/55 cm

e. BA.5  $L = 720$  cm

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{720}{21} = 34 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 34 = 23 \approx 35 \text{ cm}$$

Digunakan BA.5 sebesar 35/55 cm

f. BA.6  $L = 880$  cm

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{880}{21} = 42 \approx 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 42 = 28 \approx 50 \text{ cm}$$

Digunakan BA.6 sebesar 50/75 cm

g. BA.7 L = 300 cm

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{300}{21} = 17 \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 17 = 11 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BA.7 sebesar 25/35 cm

h. BA.7 L = 600 cm

$$h_{min} = \frac{L}{21} = \frac{600}{21} = 29 \approx 35 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 29 = 19 \approx 25 \text{ cm}$$

Digunakan BA.7 sebesar 25/35 cm

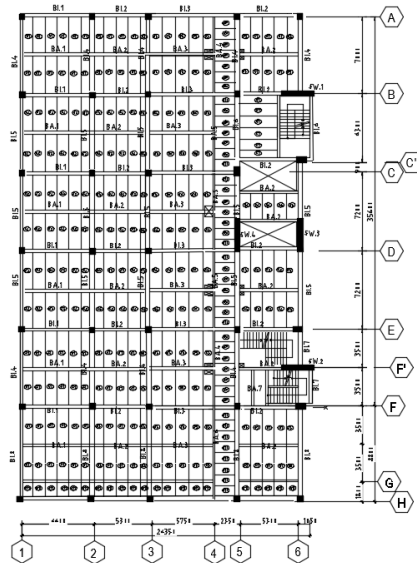
Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Min (m)		Dimensi Min (cm)	
		b	h	b	h
BA.1	6,6	0,21	0,31	20,95	31,43
BA.2	5,3	0,17	0,25	16,83	25,24
BA.3	5,75	0,18	0,27	18,25	27,38
BA.4	7	0,22	0,33	22,22	33,33
BA.5	7,2	0,23	0,34	22,86	34,29
BA.6	8,8	0,28	0,42	27,94	41,90
BA.7	3	0,10	0,14	9,52	14,29

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Min (m)		Dimensi Min (cm)		Dimensi Pakai (cm)	
		b	h	b	h	b	h
BA.1	6,6	0,21	0,31	20,95	31,43	25	35
BA.2	5,3	0,17	0,25	16,83	25,24	25	35
BA.3	5,75	0,18	0,27	18,25	27,38	25	35
BA.4	7	0,22	0,33	22,22	33,33	35	55
BA.5	7,2	0,23	0,34	22,86	34,29	35	55
BA.6	8,8	0,28	0,42	27,94	41,90	35	55
BA.7	3	0,10	0,14	9,52	14,29	25	35
BA.8	6	0,19	0,29	19	28,57	25	35

### 4.3 Perencanaan Tebal Pelat

Sesuai dengan SNI 7833 :2012 pasal 4.4.1 lebar plat tidak lebih lebar dari 3,7 m. Sehingga pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 11 tipe pelat yang memiliki ukuran yaitu :

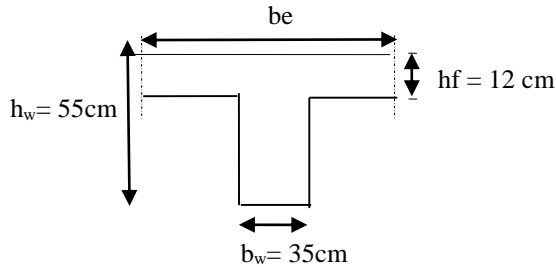
- Pelat tipe S1 : 3500 x 1100
- Pelat tipe S2 : 3600 x 1100
- Pelat tipe S3 : 3500 x 1000
- Pelat tipe S4 : 3600 x 1000
- Pelat tipe S5 : 3500 x 1250
- Pelat tipe S6 : 3600 x 1250
- Pelat tipe S7 : 2850 x 1100
- Pelat tipe S8 : 2000 x 1100
- Pelat tipe S9 : 2350 x 1000
- Pelat tipe S10 : 2350 x 1100
- Pelat tipe S11 : 1800 x 900



### Gambar 4. 2 Denah Plat

Direncanakan plat lantai dan atap pracetak. Diambil plat yaitu 360x125 cm sebagai contoh perhitungangan dengan data perencanaan sebagai berikut :

- Ukuran = 360 x 125 cm
- Tebal rencana pelat = 12 cm
- $L_n = 360 - \left( \frac{35}{2} + \frac{30}{2} \right) = 330 \text{ cm}$
- $S_n = 125 - \left( \frac{35}{2} + \frac{35}{2} \right) = 92,5 \text{ cm}$
- $\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{330}{92,5} = 3,57 > 2 \quad (\text{pelat satu arah})$



**Gambar 4. 3 Potongan Penampang Balok Induk 35/55 cm**

Perhitungan lebar efektif :

$$a) \quad be = bw + 2 \times (hw - hf)$$

$$be = 35 + 2 \times (50 - 12)$$

$$be = 111 \text{ (digunakan)}$$

$$b) \quad be = bw + 8 \times hf$$

$$be = 35 + 8 \times 12$$

$$be = 131$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) \left( \frac{hf}{hw} \right)}$$

$$k = \frac{1 + \left( \frac{111}{35} - 1 \right) \left( \frac{12}{50} \right) \left[ 4 - 6 \left( \frac{12}{50} \right) + 4 \left( \frac{12}{50} \right)^2 + \left( \frac{111}{35} - 1 \right) \left( \frac{12}{50} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{111}{35} - 1 \right) \left( \frac{12}{50} \right)}$$

$$k = 4,683$$

$$\begin{aligned}
 I_{balok} &= \frac{1}{12} \times k \times b \times h^3 & I_{pelat} &= bs \times \frac{t^3}{12} \\
 I_{balok} &= \frac{1}{12} \times 4,683 \times 35 \times 50^3 & I_{pelat} &= 360 \times \frac{12^3}{12} \\
 I_{balok} &= 1707541,21 \text{ cm}^4 & I_{pelat} &= 51840 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\alpha_m = \frac{I_{balok}}{I_{pelat}} = \frac{1707541,21}{51840} = 32,93 > 2$$

Sehingga harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 9.5

$$\begin{aligned}
 h_{\min} &= \frac{L_n(0,8 + f_y/1400)}{36 + 9\beta} \\
 &= \frac{325(0,8 + 390/1400)}{36 + 9(3,57)} \\
 &= 5,33 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Tebal pelat yang direncanakan 12 cm telah memenuhi syarat.

**Tabel 4. 3 Rekapitulasi Dimensi Plat Rencana**

plat	ukuran (cm)	Ln	Sn	$\beta$	ket	hmin (cm)	hpakai (cm)
s1	350X110	320	75	4,27	$\beta > 2$ maka satu arah	4,73	12
s2	360X110	330	75	4,40	$\beta > 2$ maka satu arah	4,80	12
s3	350X100	320	65	4,92	$\beta > 2$ maka satu arah	4,38	12
s4	360X100	330	65	5,08	$\beta > 2$ maka satu arah	4,44	12
s5	350X125	320	92,5	3,46	$\beta > 2$ maka satu arah	5,24	12
s6	360X125	330	92,5	3,57	$\beta > 2$ maka satu arah	5,33	12
s7	285X110	252,5	75	3,37	$\beta > 2$ maka satu arah	4,19	12
s8	200X100	167,5	65	2,58	$\beta > 2$ maka satu arah	3,11	12
s9	235X100	195	65	3,00	$\beta > 2$ maka satu arah	3,40	12
s10	235X110	317,5	75	4,23	$\beta > 2$ maka satu arah	4,71	12
s11	180x90	497,5	65	7,65	$\beta > 2$ maka satu arah	3,74	12

#### 4.4 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 720 x 705 cm.

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data - data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat = 12 cm
- Tinggi lantai basement = 3,8 m
- Tinggi lantai 1 = 5,5 m
- Tinggi lantai 2 = 4,0 m
- Tinggi Lantai 3 = 4,5 m
- Tinggi lantai 4 = 4,0 m
- Tinggi tiap lantai 5- 18 = 3,2 m
- Tinggi lantai R. Mesin = 4,7 m

Berdasarkan SNI 1727:2013 pembebanan seperti berikut ini :

##### a. Beban Lantai 18-13

- Beban Mati

**Tabel 4. 2 Beban Mati Lantai 18- 13**

Beban Mati Lantai 18 - 13						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Berat Jenis	Tingkat	Berat (kg)
Pelat	7,05	7,2	0,12	2400 kg/m <sup>3</sup>	6	87713,28
Balok Induk						
- BI.2	2,65	0,35	0,50	2400 kg/m <sup>3</sup>	6	6678
- BI.3	4,40	0,35	0,50	2400 kg/m <sup>3</sup>	6	11088
- BI.5	7,20	0,35	0,50	2400 kg/m <sup>3</sup>	6	18144
Balok Anak	21,15	0,25	0,40	2400 kg/m <sup>3</sup>	6	30456
Plafond	7,05	7,2	-	11 kg/m <sup>3</sup>	6	3350,16
Penggantung	7,05	7,2	-	7 kg/m <sup>3</sup>	6	2131,92
Plumbing	7,05	7,2	-	10 kg/m <sup>3</sup>	6	3045,6
Spesi (1 cm)	7,05	7,2	-	21 kg/m <sup>3</sup>	6	6395,76
Dinding	18,7	3,2	-	250 kg/m <sup>3</sup>	6	89760
Sanitasi	7,05	7,2	-	20 kg/m <sup>3</sup>	6	6091,2
TOTAL BEBAN MATI (DL)						264853,9



- Beban Hidup

**Tabel 4. 3 Beban Hidup Lantai 18 -13**

Beban Hidup Lantai 18 - 13						
Beban Lantai	7,5	6		192 kg/m3	6	51840
Berat Total (LL)						51840
Koefisien Reduksi 20%						0,8
TOTAL BEBAN HIDUP (LL)						41472

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 398824,7 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi=0.65$ ).

Mutu Beton 40 Mpa =  $40 \times 9,8 = 392 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{398824,7}{0,65 \times 392} = 1565,25 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{1565,25} = 39,56 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 50 x 50 cm

Berat Kolom =  $0,5 \times 0,5 \times 3,2 \times 2400 \times 6 \times 1,2 = 13824 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 18 - 13 =  $398824,7 + 13824 = 412648,7 \text{ kg}$

b. Beban Lantai 12-8

- Beban Mati

**Tabel 4. 4 Beban Mati Lantai 12- 8**

Beban Mati Lantai 12 - 8						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Berat Jenis	Tingkat	Berat (kg)
Pelat	7,05	7,2	0,12	2400 kg/m <sup>3</sup>	5	73094,4
Balok Induk						
- BI.2	2,65	0,35	0,5	2400 kg/m <sup>3</sup>	5	5565
- BI.3	4,4	0,35	0,5	2400 kg/m <sup>3</sup>	5	9240
- BI.5	7,2	0,35	0,5	2400 kg/m <sup>3</sup>	5	15120
Balok Anak	21,15	0,25	0,4	2400 kg/m <sup>3</sup>	5	25380
Plafond	7,05	7,2	-	11 kg/m <sup>3</sup>	5	2791,8
Penggantung	7,05	7,2	-	7 kg/m <sup>3</sup>	5	1776,6
Plumbing	7,05	7,2	-	10 kg/m <sup>3</sup>	5	2538
Spesi (1 cm)	7,05	7,2	-	21 kg/m <sup>3</sup>	5	5329,8
Dinding	18,7	3,2	-	250 kg/m <sup>3</sup>	5	74800
Sanitasi	7,05	7,2	-	20 kg/m <sup>3</sup>	5	5076
TOTAL BEBAN MATI (DL)						220711,6

- Beban Hidup

**Tabel 4. 5 Beban Hidup Lantai 12 - 8**

Beban Hidup Lantai 12 - 8							
Beban Lantai	7,5	6	-	192	kg/m3	5	43200
Berat Total (LL)							43200
Koefisien Reduksi 20%							0,8
TOTAL BEBAN HIDUP (LL)							34560

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 332353,92 kg

Beban berfaktor + Beban Lantai 18-13 = 745002,62 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi=0.65$ ).

Mutu Beton 40 Mpa = 40 x 9,8 = 392 kg/cm<sup>2</sup>

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'_c} = \frac{745002,62}{0,65 \times 392} = 2988,98 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{2988,98} = 54,67 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 60 x 60 cm

Berat Kolom =  $0,6 \times 0,6 \times 3,2 \times 2400 \times 5 \times 1,2 = 16588,8 \text{ kg}$

Berat Total Lantai 18-8 = 745002,62 + 16588,8 = 761591,42 kg

c. Beban Lantai 7-3

- Beban Mati

**Tabel 4. 6 Beban Mati Lantai 7 - 3**

Beban Mati Lantai 7 - 3						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Berat Jenis		Tingkat Berat (kg)
Pelat	7,05	7,2	0,12	2400	kg/m3	5 73094,4
Balok Induk						
- BI.1 Memanjang	2,65	0,35	0,5	2400	kg/m3	5 5565
- BI.2 Melintang	4,4	0,35	0,5	2400	kg/m3	5 9240
- BI.1 Melintang	7,2	0,35	0,5	2400	kg/m3	5 15120
Balok Anak	21,15	0,25	0,4	2400	kg/m3	5 25380
Plafond	7,05	7,2	-	11	kg/m3	5 2791,8
Penggantung	7,05	7,2	-	7	kg/m3	5 1776,6
Plumbing	7,05	7,2	-	10	kg/m3	5 2538
Spesi (2 cm)	7,05	7,2	-	21	kg/m3	5 5329,8
Dinding	18,7	3,62	-	250	kg/m3	5 84617,5
Sanitasi	7,05	7,2	-	20	kg/m3	5 5076
TOTAL BEBAN MATI (DL)						230529,1

- Beban Hidup

**Tabel 4. 7 Beban Hidup Lantai 7 - 3**

Beban Hidup 7 - 3						
Beban Lantai	7,5	6	-	192	kg/m3	5 43200
Berat Total (LL)						43200
Koefisien Reduksi 20%						0,8
TOTAL BEBAN HIDUP (LL)						34560

Beban berfaktor 1,2 DL + 1,6 LL = 344134,92 kg

Beban berfaktor + Beban Lantai 18-8 = 1105726,3 kg

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi=0.65$ ).

Mutu Beton 40 Mpa =  $40 \times 9,8 = 392 \text{ kg/cm}^2$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{1105726,3}{0,65 \times 392} = 4439,83 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{4439,83} = 66,63 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 70 x 70 cm

Berat Kolom =  $0,7 \times 0,7 \times 5 \times 2400 \times 3,62 \times 1,2 = 25542,72 \text{ kg}$

$$\text{Berat Total} + \text{Berat Lantai 18-3} = 1105726,3 + 25542,72 = 113,1269,1 \text{ kg}$$

d. Beban Lantai 2- basement 1

- Beban Mati

**Tabel 4. 8 Beban Mati Basement 1 - Lantai 2**

Beban Mati basement 1 - 2						
Elemen	p (m)	L (m)	t (m)	Berat Jenis	Tingkat	Berat (kg)
Pelat	7,05	7,2	0,12	2400 kg/m <sup>3</sup>	3	43856,64
Balok Induk						
- BI.1 Memanjang	2,65	0,35	0,5	2400 kg/m <sup>3</sup>	3	3339
- BI.2 Melintang	4,4	0,35	0,5	2400 kg/m <sup>3</sup>	3	5544
- BI.1 Melintang	7,2	0,35	0,5	2400 kg/m <sup>3</sup>	3	9072
Balok Anak	21,15	0,25	0,4	2400 kg/m <sup>3</sup>	3	15228
Plafond	7,05	7,2	-	11 kg/m <sup>3</sup>	3	1675,08
Penggantung	7,05	7,2	-	7 kg/m <sup>3</sup>	3	1065,96
Plumbing	7,05	7,2	-	10 kg/m <sup>3</sup>	3	1522,8
Spesi (2 cm)	7,05	7,2	-	21 kg/m <sup>3</sup>	3	3197,88
Dinding	18,7	4,45	-	250 kg/m <sup>3</sup>	3	62411,25
Sanitasi	7,05	7,2	-	20 kg/m <sup>3</sup>	3	3045,6
TOTAL BEBAN MATI (DL)						149958,2

- Beban Hidup

**Tabel 4. 9 Beban Hidup Basement 1 - Lantai 2**

Beban Hidup basement 1 - 2						
Beban Lantai	7,5	6	-	192 kg/m <sup>3</sup>	3	25920
Berat Total (LL)						25920
Koefisien Reduksi 20%						0,8
TOTAL BEBAN HIDUP (LL)						20736

$$\text{Beban berfaktor } 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 220449,85 \text{ kg}$$

$$\text{Beban berfaktor} + \text{Beban Lantai 18-1} = 1351718,9 \text{ kg}$$

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 9.3.2.2 aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur untuk komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, maka faktor reduksi ( $\phi=0.65$ ).

$$\text{Mutu Beton } 40 \text{ Mpa} = 40 \times 9,8 = 392 \text{ kg/cm}^2$$

Rencana Awal Luas Penampang Kolom

$$A = \frac{W}{\phi f'c} = \frac{1351718,9}{0,65 \times 392} = 5401,92 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{5401,92} = 73,49 \text{ cm}$$

Digunakan dimensi kolom 80 x 80 cm.

Berat Kolom =  $0,8 \times 0,8 \times 3 \times 2400 \times 4,45 \times 1,2 = 24606,72 \text{ kg}$

Berat Total = 1376325,6 kg

**Tabel 4. 10 Rekapitulasi Dimensi Kolom**

Tipe	Lantai	Dimensi
K1	basement - Lt 2	80 x 80
K2	Lantai 3 - Lt 7	70 x 70
K3	Lantai 8 - Lt 12	60 x 60
K4	Lantai 13 - Lt 18	50 x 50

#### 4.4 Perencanaan Tebal Dinding Geser

Bedasarkan peraturan SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.1 ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari  $1/25$  tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak kurang daripada 100 mm. Dalam tugas akhir ini tebal dinding geser direncanakan sebagai berikut :

Tebal dinding geser = 25 cm

Panjang bentang dinding = 300 cm

Tinggi lantai basement = 3,8 m

Tinggi lantai 1 = 5,5 m

Tinggi lantai 2 = 4,0 m

Tinggi Lantai 3 = 4,5 m

Tinggi lantai 4 = 4,0 m

Tinggi tiap lantai 5- 18 = 3,2 m

Tinggi lantai R. Mesin = 4,7 m

$T \geq H/25 = 550/25 = 22 \text{ cm}$

$T \geq L/25 = 300/25 = 12 \text{ cm}$

Dengan demikian tebal dinding geser 40 cm memenuhi.

## BAB 5

### PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

#### 5.1 Perencanaan Pelat

Desain tebal pelat direncanakan menggunakan ketebalan 12 cm dengan perincian tebal pelat pracetak 7 cm dan pelat cor setempat / *overtopping* 5 cm. Peraturan yang digunakan untuk penentuan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung (SNI 1727:2013). Desain pelat direncanakan pada beberapa keadaan, yaitu:

1. Sebelum komposit, keadaan ini terjadi pada saat awal pengecoran *topping* yaitu komponen pracetak dan komponen *topping* belum menyatu dalam memikul beban. Perletakan pelat dapat dianggap sebagai perletakan bebas ada beban kerja.
2. Sebelum komposit, *overtopping* menjadi beban luar
3. Sesudah komposit, keadaan ini terjadi apabila *topping* dan elemen pracetak pelat telah bekerja bersama-sama dalam memikul beban. Perletakan pelat dianggap sebagai perletakan terjepit elastis pada dua sisi.

Penulangan akhir nantinya merupakan penggabungan pada ketiga keadaan yang direncanakan.

##### 5.1.1 Pembebanan

###### a. Pembebanan Pelat Lantai

- Sebelum komposit
 

Beban mati (DL)	
Berat sendiri	$= 0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$
Berat <i>overtopping</i>	$= 0,05 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2$
 Beban hidup (LL)	
Beban kerja	$= 100 \text{ kg/m}^2$
- Setelah komposit
 

Beban mati (DL)	
-----------------	--

Berat sendiri	$= 0,12 \times 2400$	$= 288 \text{ kg/m}^2$
Plafon+penggantung	$= 11 + 7 \text{ kg/m}^2$	$= 18 \text{ kg/m}^2$
Ubin ( $t = 1 \text{ cm}$ )	$= 0,01 \times 2400$	$= 24 \text{ kg/m}^2$
Spesi ( $t = 1 \text{ cm}$ )	$= 0,01 \times 2100$	$= 21 \text{ kg/m}^2$
Plumbing + sanitasi	$= 10 + 20 \text{ kg/m}^2$	$= \underline{30 \text{ kg/m}^2} +$
	DL	$= 381 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (LL)

Beban hidup pada lantai hotel  $= 192 \text{ kg/m}^2$

b. Pembebanan Pelat Atap

- Sebelum komposit

Beban mati (DL)

Berat sendiri  $= 0,07 \times 2400 = 168 \text{ kg/m}^2$

Berat *overtopping*  $= 0,05 \times 2400 = 120 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (LL)

Beban kerja  $= 100 \text{ kg/m}^2$

- Setelah komposit

Beban mati (DL)

Berat sendiri  $= 0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$

Plafon+penggantung  $= 11 + 7 \text{ kg/m}^2 = 18 \text{ kg/m}^2$

Aspal ( $t = 1 \text{ cm}$ )  $= 0,01 \times 1400 = 14 \text{ kg/m}^2$

Spesi ( $t = 1 \text{ cm}$ )  $= 0,01 \times 2100 = 21 \text{ kg/m}^2$

Plumbing + sanitasi  $= 10 + 20 \text{ kg/m}^2 = \underline{30 \text{ kg/m}^2} +$

DL  $= 365 \text{ kg/m}^2$

Beban hidup (LL)

Beban hidup pada atap  $= 100 \text{ kg/m}^2$

LL  $= 100 \text{ kg/m}^2$

c. Kombinasi pembebanan pelat

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.2.1 (9-2) didapatkan  $Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$

Perhitungan kombinasi pembebanan **pelat lantai**:

Keadaan 1 sebelum komposit, ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 \times 168 + 1,6 \times 100 = 361,6 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2 sebelum komposit, ada beban kerja

$$Q_u = 1,4 \times 168 + 1,4 \times 120 = 403,2 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 3, setelah komposit

$$Q_u = 1,2 \times 381 + 1,6 \times 192 = 764,4 \text{ kg/m}^2$$

Serta perhitungan kombinasi pembebanan **pelat atap** :

Keadaan 1 sebelum komposit, ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 \times 168 + 1,6 \times 100 = 361,6 \text{ kg/m}^2$$

Keadaan 2 sebelum komposit, ada beban kerja

$$Q_u = 1,2 \times 168 + 1,6 \times 120 = 403,2 \text{ kg/m}^2$$

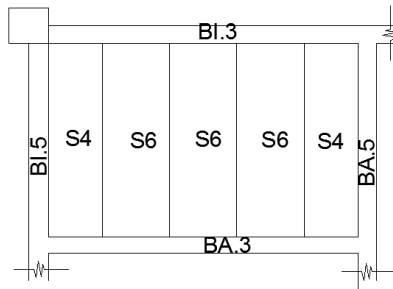
Keadaan 3, setelah komposit

$$Q_u = 1,2 \times 365 + 1,6 \times 100 = 598 \text{ kg/m}^2$$

### 5.1.2 Perhitungan Tulangan Pelat

Semua plat didesain mendistribusikan beban secara 1 arah. Perhitungan penulangan pelat akan direncanakan dalam dua tahap, yaitu tahap pertama penulangan sebelum komposit dan kedua adalah penulangan sesudah komposit. Lalu dipilih tulangan yang layak untuk digunakan yaitu dengan cara memperhitungkan tulangan yang paling kritis diantara kedua keadaan tersebut. Berikut ini merupakan langkah-langkah dan perhitungan yang digunakan dalam menentukan penulangan pelat, antara lain :





**Gambar 5. 1 Denah Plat**

a. Data Perencanaan

Dimensi pelat S6	: 360 cm × 125 cm
Tebal pelat pracetak	: 70 mm (sebelum komposit)
Tebal <i>overtopping</i>	: 50 mm
Tebal selimut beton	: 20 mm
Diameter tulangan rencana	: 10 mm
Mutu tulangan baja ( $f_y$ )	: 390 MPa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 40 MPa

Kondisi sebelum komposit

$$dx = 70 - 20 - \frac{10}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$dy = 70 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 35 \text{ mm}$$

Kondisi sesudah komposit

$$dx = 120 - 20 - \frac{10}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$dy = 120 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 85 \text{ mm}$$

Untuk mutu beton  $f'_c = 40 \text{ MPa}$  berdasarkan 2847:2013 pasal 10.2.7.3 harga dari  $\beta_1$  adalah sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} = 0,76 \geq 0,65$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut:

$$As_{tulangan} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{As \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{78,54 \times 390}{0,85 \times 40 \times 1000} = 0,9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,9}{0,76} = 1,19 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = \left( \frac{d}{c} - 1 \right) 0,003 = \left( \frac{d}{1,19} - 1 \right) 0,003 = 0,022$$

Sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 9.3 didapat  $\phi = 0,9$

$p_{min} = 0,0020$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 7.12.2.1

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$$

Dan telah didapatkan dari preliminary desain

$$L_y = 330 \text{ cm}$$

$$L_x = 92,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{330}{92,5} = 3,47 > 2 \quad (\text{pelat satu arah})$$

#### b. Perhitungan Penulangan Pelat Sebelum Komposit

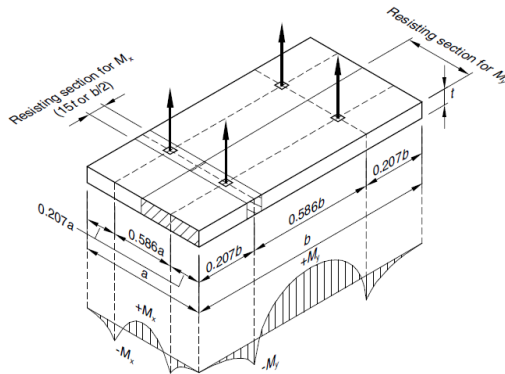
Menentukan momen ( $M_u$ ) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien SNI 2847:2013 pasal 8.3.3 didapat persamaan momen untuk asumsi ujung tak menerus tak terkekang Saat sebelum *overtopping* beban yang digunakan adalah beban saat kondisi 1,  $Q_u = 361,6 \text{ kg/m}^2$

$$M_{uly}^{(+)} = 1/11 Q_u L_y^2$$

$$M_{uly}^{(+)} = 1/11 \times 403,2 \times 3,3^2 = 357,984 \text{ kgm}$$

Dalam pemasangan pelat pracetak, perlu diingat bahwa pelat akan mengalami pengangkatan elemen (*erection*). Besarnya momen dan pengaturan jarak tulangan angkat sesuai dengan buku "*Precast and*

*Prestressed Concrete*” seperti yang ditunjukkan pada **Gambar 5.2** dibawah ini dimana momen daerah tumpuan sama dengan momen daerah lapangan, yaitu :



**Gambar 5.2 Posisi Titik Angkat Plat**

(Sumber: *PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*)

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe S1 :

$$a = 1,25 \text{ m}$$

$$b = 3,6 \text{ m}$$

Pada perhitungan beban ultimate menggunakan *tower crane* ditambahkan koefisien kejut (  $k = 1,3$  ) pada saat pengangkatan berdasarkan brosur *peikko*.

$$k = 1,3$$

$$w = k(1,4 \text{ DL})$$

$$w = 1,3 \times 1,4 \times 0,7 \times 2400 = 305,76 \text{ kg/m}$$

Maka :

$$M_x = 0,0107 \times 305 \times 1,25^2 \times 3,6 = 24,56 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0,0107 \times 201,6 \times 1,25 \times 3,6^2 = 67,19 \text{ kgm}$$

Sehingga beban lentur yang digunakan  $M_x = 24,56 \text{ kgm}$  dan  $M_y = 357,984 \text{ kgm}$

- Penulangan arah X Tumpuan dan Lapangan

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d x^2} = \frac{245600}{0,9 \times 1000 \times 45^2} = 0,222$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 0,222}{390}} \right) = 0,00006 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} = 0,002$  dipakai  $\rho_{\text{min}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 44 = 88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_s \text{ D10}} \\ &= \frac{88}{78,5} = 1,12 \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \text{ D}_{10} \\ &= 3 \times 78,5 \text{ mm}^2 \\ &= 235,5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots\dots \text{ OK} \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama  $\leq 450 \text{ mm}$  dan  $3t_b = 210 \text{ mm}$ , maka :  
 $S = 1000/5 = 200 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan lentur D10-200 mm.

- Penulangan Arah Y Tumpuan dan Lapangan

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d y^2} = \frac{3579840}{0,9 \times 1000 \times 35^2} = 3,247$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 3,247}{390}} \right) = 0,0088 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,0088 > \rho_{\text{min}} = 0,002$  dipakai  $\rho_{\text{perlu}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0088 \times 1000 \times 35 = 306,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_s D\phi 12} \\ &= \frac{306,8}{78,5} = 3,9086 \approx 5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A_{D10} \\ &= 5 \times 78,5 \text{ mm}^2 \\ &= 392,5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama  $\leq 450 \text{ mm}$  dan  $3t_b = 210 \text{ mm}$ , maka  
 $S = 1000/5 = 200 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan lentur D10-200 mm.

### c. Penulangan Pelat Sesudah Komposit

Menentukan momen ( $M_u$ ) yang bekerja pada pelat dengan menggunakan koefisien SNI 2847:2013 pasal 8.3.3 didapat persamaan momen untuk asumsi bentang interior untuk momen positif dan muka interior dari tumpuan eksterior untuk komponen yang dibangun menyatu dengan tumpuan balok tepi

Beban yang digunakan saat kondisi 3,  $Q_u = 764,4 \text{ kg/m}^2$

$$M_{\text{uly}}^{(+)} = 1/16 Q_u L_y^2$$

$$M_{\text{uly}}^{(+)} = 1/16 \times 764,4 \times 3,3^2 = 520,3 \text{ kgm}$$

$$M_{uty^{(-)}} = 1/24 Q_u L_y^2$$

$$M_{uty^{(-)}} = 1/24 \times 764,4 \times 3,3^2 = 346,85 \text{ kgm}$$

Pada kondisi ini momen negative ditahan oleh tulangan yang dipasang diatas beton pracetak kemudian diovertopping  $d_y = 70 \text{ mm}$

- Penulangan Arah X

Merupakan tulangan pembagi sehingga dipakai  $\rho_{\min}$

$\rho_{\min} = 0,002$  didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,002 \times 1000 \times 95 = 190 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n \text{ tulangan} &= \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S \text{ D10}}} \\ &= \frac{190}{78,5} = 2,42 \approx 3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \text{ D}_{10} \\ &= 3 \times 78,5 \text{ mm}^2 \\ &= 235,5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots\dots \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan utama} &\leq 450 \text{ mm dan } 3t_b = 360 \text{ mm, maka} \\ S &= 1000/3 = 333,33 \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-300 mm.

- Penulangan Arah Y Lapangan

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d_y^2} = \frac{5203000}{0,9 \times 1000 \times 85^2} = 0,8$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 0,8}{390}} \right) = 0,002076 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min} = 0,002$  dipakai  $\rho_{\min}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002076 \times 1000 \times 85 = 176,46 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \text{ D10}}}$$

$$= \frac{176,46}{78,5} = 1,445 \approx 3$$

$$A_s \text{ pasang} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \text{ D}_{10}$$

$$= 3 \times 78,5 \text{ mm}^2$$

$$= 235,5 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} \dots\dots \text{OK}$$

$$\text{Jarak tulangan utama} \leq 450 \text{ mm dan } 3t_b = 360 \text{ mm, maka}$$

$$S = 1000/3 = 333,33 \approx 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-300 mm.

- Penulangan Arah Y Tumpuan

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 \times 1000 \times d y^2} = \frac{3468500}{0,9 \times 1000 \times 70^2} = 0,7865$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 0,7865}{390}} \right) = 0,002041$$

$\rho_{\text{perlu}} = 0,002041 > \rho_{\text{min}} = 0,002$  dipakai  $\rho_{\text{min}}$  sehingga didapatkan tulangan perlu sebesar :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,002041 \times 1000 \times 70 = 142,8 \text{ mm}^2$$

$$n \text{ tulangan} = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s \text{ D10}}}$$

$$= \frac{142,8}{78,5} = 1,82 \approx 3$$

$A_s \text{ pasang} = \text{jumlah tulangan tiap meter} \times A \text{ D}_{12}$

$$= 3 \times 113,04 \text{ mm}^2$$

$$= 339,12 \text{ mm}^2 > \text{As perlu ..... OK}$$

Jarak tulangan utama  $\leq 450\text{mm}$  dan  $3t_b = 360 \text{ mm}$ , maka

$$S = 1000/3 = 333,33 \approx 300 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan lentur D10-300 mm.

### 5.1.3 Penulangan Stud Pelat Lantai

Pada perencanaan yang memakai elemen pracetak dan topping cor ditempat maka transfer gaya regangan horisontal yang terjadi harus dapat dipastikan mampu dipikul oleh seluruh penampang, baik oleh elemen pracetak maupun oleh topping cor ditempat. Untuk mengikat elemen pracetak dan elemen cor ditempat maka dipakai tulangan stud.

Stud ini berfungsi sebagai sengkang pengikat antar elemen sehingga mampu mentransfer gaya-gaya dalam yang bekerja pada penampang tekan menjadi gaya geser horisontal yang bekerja pada permukaan pertemuan antara kedua elemen komposit dalam memikul beban.

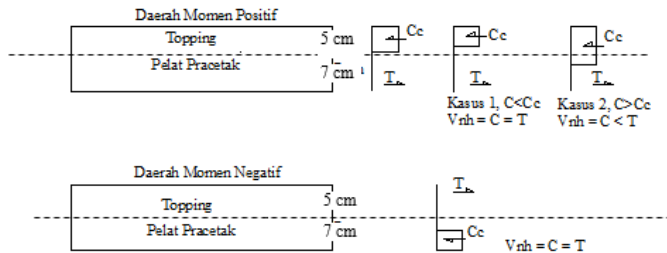
Dalam SNI disebutkan bahwa gaya geser horisontal bisa diperiksa dengan jalan menghitung perubahan aktual dari gaya tekan dan gaya tarik didalam sembarang segmen dan dengan menentukan bahwa gaya tersebut dipindahkan sebagai gaya geser horisontal elemen – elemen pendukung.

Gaya geser horisontal yang terjadi pada penampang komposit ada dua macam kasus :

Kasus 1 : gaya tekan elemen komposit kurang dari gaya tekan elemen cor setempat



Kasus 2 : gaya tekan elemen komposit lebih dari gaya tekan elemen cor setempat



**Gambar 5.3 Diagram Gaya Geser Horizontal Penampang**

Perhitungan stud pelat  $3,6 \text{ m} \times 1,25 \text{ m}$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 f_c' A_{\text{topping}} \\ &= 0,85 \times 40 \times 50 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} \\ &= 1700 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dipakai stud  $\varnothing 10 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 78,54$$

$$\begin{aligned} V_{nh} &= C = T \\ &= A_s \times f_y \\ &= 78,54 \times 390 = 30630,6 \text{ N} = 30,63 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0,55 A_c &= 0,55 \times b_v \times d \\ &= 0,55 \times 1000 \times 120 \\ &= 66 \text{ KN} > V_{nh} \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Pasal 17.5.3.1, Bila dipasang sengkang pengikat minimum sesuai dengan 17.6 dan bidang kontakannya bersih dan bebas dari serpihan sengaja dikasarkan, maka kuat geser  $V_{nh}$  tidak boleh diambil lebih dari  $0,55 b_v d$  dalam Newton. Pasal 17.6.1 berbunyi bahwa bila sengkang pengikat dipasang untuk menyalurkan geser horisontal, maka luas sengkang pengikat tidak boleh kurang luas daripada luas yang diperlukan oleh 11.4.6.3, dan spasi sengkang pengikat tidak boleh melebihi

empat kali dimensi terkecil elemen yang didukung ataupun 600 mm.

SNI 03-2847-2013 Pasal 11.4.6.3 :

$S_{maks} = 4h = 4 \times 50 = \mathbf{200\text{ mm}}$  atau  $S_{maks} = 500\text{ mm}$

maka,  $S_{pakai} = 150\text{ mm}$

SNI 2847:2013 Pasal 11.4.6.3:

$$A_{v_{\min}} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{bw \times s}{f_y}$$

$$= 0,062 \sqrt{40} \frac{1000 \times 150}{390} = 150,82 \text{ mm}^2$$

$A_v \geq (0,35 b_w S) / f_y = (0,35 \times 1000 \times 150) / 390 = 134,61 \text{ mm}^2$

maka,  $A_{v, \min} = 150,82 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan stud Ø10 dengan

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \pi 10^2 = 157,08$$

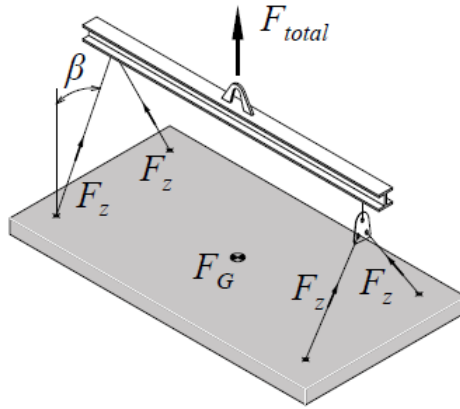
Maka dipasang stud (*shear connector*) Ø10-150 mm ( $A_v = 157,08 \text{ mm}^2$ ).

#### 5.1.4 Kontrol Lendutan

Tebal pelat yang dipakai lebih besar dari tabel minimum pelat seperti yang disyaratkan SNI 03-2847-2013 Pasal 9.5.3, maka tidak perlu dilakukan control terhadap lendutan.

#### 5.1.5 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil pelat tipe A dengan dimensi 3,6 m x 1,25 m dengan empat titik pengangkatan (*two point pick up*).



**Gambar 5. 4 Posisi Titik Angkat Plat**

Sumber: *PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.

Tinggi pengangkatan dari muka pelat diambil 90 cm

Pada perhitungan beban ultimate menggunakan *tower crane* ditambahkan koefisien kejut (  $k = 1,3$  ) pada saat pengangkatan berdasarkan brosur *peikko*.

- Perhitungan Tulangan Angkat Pelat

$$DL = 0,07 \times 3,6 \times 1,25 \times 2400 = 756 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$\text{Beban ultimate} = 1,3 \times 1,4 \times 756 = 1375,92 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat (P) setiap titik} = \frac{1375,92}{4} = 343,98 \text{ kg}$$

$$\beta = \arctan \frac{0,566xa}{2x0,9} = \frac{0,566 \times 1,25}{92,5} = 21,45^{\circ} < 45^{\circ}$$

**Tabel 5. 1 Spesifikasi *Lifting Tools* Peikko**

Table 8: Dimensions Peikko JENKA PSA-Anchor

Article Nr.	Type	Dimensions					Load Capacity	Fs *
		ØD	h	a	b	t		
	RD	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]
PSA12x30	12	15,0	30	35	25	4	500	5
PSA14x33	14	18,0	33	35	35	4	800	8
PSA16x35	16	21,0	35	50	35	4	1200	12
PSA18x44	18	24,0	44	60	45	5	1600	16
PSA20x47	20	27,0	47	60	60	5	2000	20
PSA24x54	24	31,0	54	80	60	5	2500	25
PSA30x72	30	40,0	72	100	80	6	4000	40
PSA36x84	36	47,0	84	130	100	6	6300	63
PSA42x98	42	54,0	98	130	130	8	8000	80
PSA52x117	52	67,0	117	150	130	10	12500	125

\* Fs= Allowed load force from 0° - 45°

(Note: A load force for a mass of 1 ton demands a force of approximately 10 kN)

Table 18: Dimensions Peikko JENKA Lifter

Article Nr.	Type	Dimensions					Load Capacity	Fs *	Fq *
		B	H	e	Ød				
	R or M	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]		[kg]	[kN]	[kN]
JL12	12	50	150	19	13		500	5	2,5
JL14	14	50	150	21	13		800	8	4,0
JL16	16	50	150	24	13		1200	12	6,0
JL18	18	50	162	27	16		1600	16	8,0
JL20	20	50	162	29	16		2000	20	10,0
JL24	24	50	162	35	16		2500	25	12,5
JL30	30	50	177	43	22		4000	40	20,0
JL36	36	50	177	52	22		6300	63	31,5
JL42	42	65	218	60	26		8000	80	40,0
JL52	52	65	218	73	26		12500	125	62,5

\* Fs= Allowed load force from 0° - 45°

\* Fq= Allowed load force at 90°

Sumber : Brosur Peikko Lifting

Maka dipasang PSA 14x33 dan JL14

- Kontrol retak

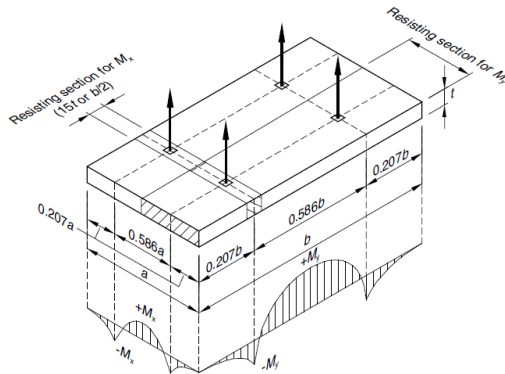
$$f_{pelat} < f_{cr}$$

fcr untuk beton 28 hari

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'c} = 0,7 \sqrt{40} = 4,427 \text{ MPa}$$

$$y_c = h \text{ PSA } 14 \times 33 = 35 \text{ mm} = 0,035 \text{ m}$$

Berdasarkan PCI Design Handbook, Precast and Prestressed Concrete, 7<sup>th</sup> Edition, momen maksimum diperhitungkan dengan rumus :



**Gambar 5. 5 Posisi Titik Angkat Pelat (4 titik angkat)**  
(Sumber: *PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*)

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe S1 :

$$a = 1,25 \text{ m}$$

$$b = 3,6 \text{ m}$$

$$k = 1,3$$

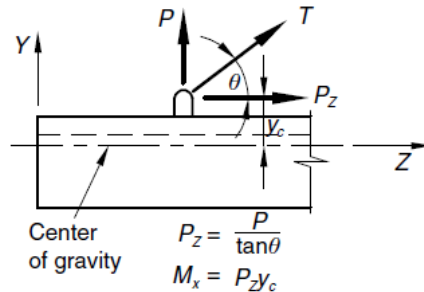
$$w = k(1,4 \text{ DL})$$

$$w = 1,3 \times 1,4 \times 0,7 \times 2400 = 305,76 \text{ kg/m}$$

Maka :

$$M_x = 0,0107 \times 305 \times 1,25^2 \times 3,6 = 24,56 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0,0107 \times 201,6 \times 1,25 \times 3,6^2 = 67,19 \text{ kgm}$$



**Gambar 5. 6 Reaksi Akibat Pengangkatan**

(Sumber: PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete)

My ditahan oleh penampang selebar  $a/2 = 125/2 = 62,5$  cm

$P = 687,96$  kg

$$M_y = \left( \frac{p \times y_c}{\tan(90 - \beta)} \right) = \left( \frac{343,98 \times 0,035}{\tan(90 - 90)} \right) = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tot}} = 67,19 + 0 = 67,19 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 62,5 \times 7^2 = 510,417 \text{ cm}^3$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{\text{tot}}}{Z} = \frac{67,19 \times 10^4}{510,417 \times 10^3}$$

$$= 1,31 \text{ Mpa} < f_r = 4,427 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

$M_x$  ditahan oleh penampang selebar  $15t = 105$  cm atau  $b/2 = 360$  cm (diambil yang terkecil = 105 cm)

$$M_x = \left( \frac{p \times y_c}{\tan(90 - \beta)} \right) = \left( \frac{343,98 \times 0,035}{\tan(90 - 21,45)} \right) = 4,73 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tot}} = 24,56 + 4,73 = 29,29 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 105 \times 7^2 = 857.5 \text{ cm}^3$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{29,29 \times 10^4}{857,5 \times 10^3}$$

$$= 0,34 \text{ Mpa} < f_r = 4,427 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

**Tabel 5. 2 Rekapitulasi Penulangan Plat**

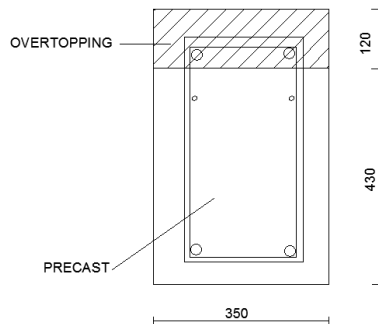
tipe plat	ukuran (cm)	Tulangan Utama	Tulangan Pembagi	Tulangan Tumpuan	Stud	Profil Anchor	Profil Lifter
s1	350X110	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s2	360X110	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s3	350X100	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s4	360X100	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s5	350X125	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s6	360X125	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s7	285X110	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s8	200X100	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s9	235X100	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s10	235X110	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14
s11	180x90	D10-200	D10-300	D10-300	D10-150	PSA 14x33	JL 14

## 5.2 Perencanaan Balok Anak Pracetak

Pada perencanaan balok anak, beban yang diterima oleh balok anak berupa beban terbagi rata biasa. Itu dikarenakan pelat pracetak hanya menumpu dua titik tumpu, titik tumpu berada pada balok induk

### 5.2.1 Dimensi Awal

- Balok anak : 350 x 550 mm
- Mutu beton ( $f'_c$ ) : 40 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) : 390 MPa
- Tulangan lentur : D22
- Tulangan sengkang :  $\phi 10$



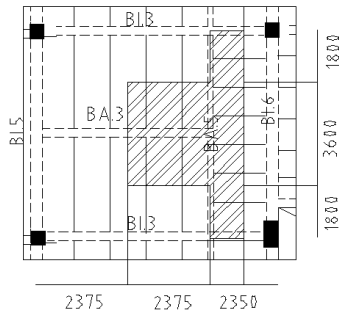
**Gambar 5. 7 Balok Anak Sebelum Komposit**

### 5.2.2 Pembebanan Balok Anak

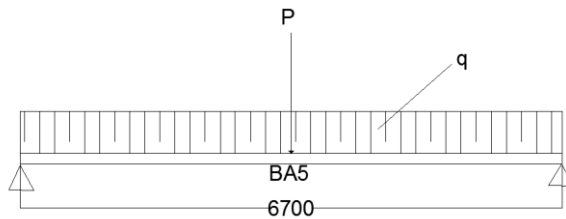
Beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok anak tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan berat hidup merata di atasnya). Distribusi beban pada balok sedemikian rupa sehingga dianggap beban segitiga pada lajur pendek dan beban trapezium pada lajur yang panjang.

Beban – beban berbentuk trapezium maupun segitiga tersebut kemudian diubah menjadi beban merata ekuivalen. Beban ekuivalen tersebut digunakan sebagai beban merata pada balok anak maupun balok induk untuk perhitungan analisa struktur





**Gambar 5. 8 Distribusi Beban pada Balok Anak sebelum Komposit**



**Gambar 5. 9 Pembebanan BA. 5**

Sebelum Komposit :

$$L_y = 7,2 - \frac{0,5}{2} - \frac{0,5}{2} = 6,7m$$

Beban – beban yang bekerja pada balok anak sebelum komposit :

a. Sebelum Komposit

• **Beban Mati**

P terpusat

$$\begin{aligned} 0,5 \text{ Berat Balok Anak 3} &= 0,5 \times 0,25 \times (0,35 - 0,12) \times 2400 \\ &= 69 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Plat} = 0,12 \times 2,375 \times 3,6 \times 2400$$

$$\begin{aligned}
 &= 2462,4 \text{ kg} \\
 \text{Total P mati} &= 2600,4 \text{ kg} \\
 \\ 
 \text{Q terbagi rata} & \\
 \text{Berat Sendiri} &= 0,35 \times (0,5 - 0,12) \times 2400 \\
 &= 319,2 \text{ kg/m} \\
 \text{Plat} &= 0,12 \times 2,35/2 \times 2400 \\
 &= 338,4 \text{ kg/m} \\
 \text{Total Q mati} &= 657,6 \text{ kg} \\
 \bullet \text{Beban Hidup} & \\
 \text{Beban pekerja} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{P hidup} &= 3,6 \times 2,375 \times 100 \\
 &= 846 \text{ kg} \\
 \text{Q hidup} &= 2,35 \times 100 \\
 &= 235 \text{ kg/m} \\
 \bullet \text{Total Beban Sebelum Komposit} & \\
 \text{P total} &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\
 &= 1,2(2600,4) + 1,6(846) \\
 &= 4474,08 \text{ kg} \\
 \text{Q total} &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\
 &= 1,2(657,6) + 1,6(235) \\
 &= 1165,12 \text{ kg/m} \\
 \\ 
 \text{b. Sesudah Komposit} & \\
 \bullet \text{Beban Mati} & \\
 \text{P terpusat} & \\
 0,5 \text{ Berat Balok Anak 3} &= 0,25 \times (0,35 - 0,12) \times 2400 \\
 &= 138 \text{ kg} \\
 \text{Plat} &= 0,12 \times 2,375 \times 3,6 \times 2400 \\
 &= 2462,4 \text{ kg} \\
 \text{Total P mati} &= 2600,4 \text{ kg} \\
 \\ 
 \text{Q terbagi rata} & \\
 \text{Berat Sendiri} &= 0,35 \times (0,5 - 0,12) \times 2400
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 319,2 \text{ kg/m} \\
 \text{Plat} &= 0,12 \times 2,35/2 \times 2400 \\
 &= 338,4 \text{ kg/m} \\
 \text{Total Q mati} &= 657,6 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 \text{Beban hidup hotel} &= 192 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{P hidup} &= 3,6 \times 2,375 \times 192 \\
 &= 2137,5 \text{ kg} \\
 \text{Q hidup} &= 2,35 \times 192 \\
 &= 587,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Total Beban Setelah Komposit

$$\begin{aligned}
 \text{P total} &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\
 &= 1,2(2600,4) + 1,6(2137,5) \\
 &= 6540,48 \text{ kg} \\
 \text{Q total} &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\
 &= 1,2(657,6) + 1,6(587,5) \\
 &= 1729,12 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

### 5.2.3 Perhitungan Momen dan Gaya Geser

Perhitungan momen dan gaya lintang sesuai dengan ikhtisar momen – momen dan gaya melintang dari SNI 2847-2013 pasal 8.3.3

#### Momen dan Geser Sebelum Komposit

Asumsi balok berada di atas dua tumpuan sederhana (sendi-rol)

$$\begin{aligned}
 Mu_{maks} &= \frac{1}{8} \times q \times L^2 + \frac{P}{4} L \\
 &= \frac{1}{8} \times 1165,12 \times 6,7^2 + \frac{4474,08}{4} \times 6,7 \\
 &= 14031,86 \text{ kgm} \\
 Vu_{maks} &= 1/2 \times q \times L + P/2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 1165,12 \times 6,7 + 4474,08/2 \\
 &= 6140,19 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Akibat Pengangkatan

$$\text{Mu negatif} = \frac{W(XL)^2}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{361,2 \times 1,55^2}{2} \\
 &= 433,89 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

### Momen dan Geser Sesudah Komposit

$$\begin{aligned}
 Mu_{maks}(+ \text{ dan } -) &= \frac{1}{12} \times qL^2 + \frac{P}{8}L \\
 &= \frac{1}{12} \times 1729,12 \times 6,7^2 + \frac{6540,48}{8} \times 6,7 \\
 &= 11946 \text{ kgm} \\
 Vu_{maks} &= \frac{1}{2} \times q \times L + \frac{P}{2} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1729,12 \times 6,7 + \frac{6540,48}{2} \\
 &= 9062,79 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

## **5.2.4 Perhitungan Tulangan Lentur dan Geser Balok Anak**

### **a. Perhitungan Tulangan Sebelum Komposit**

- Tulangan Lentur Lapangan

Dimensi balok anak 350/550

Tebal selimut beton = 40 mm

D tulangan utama = 22 mm

Ø tulangan sengkang = 10 mm

$f'_c$  = 40 MPa

$f_y$  = 390 MPa

$d$  = 550 – 120 – 40 – 22/2 – 10  
= 363 mm

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,25 \frac{\sqrt{40}}{390} = \mathbf{0,00405} \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359 \quad \text{SNI 2847-2013 10.5.1}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$$

- Tulangan Lentur Lapangan

$$Mu = 140318600 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{140318600}{0,9 \times 350 \times 363^2} = 3,38$$

$$\rho_{butuh} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 3,38}{390}} \right) \\ = 0,009 > \rho_{min}$$

$$As_{butuh} = \rho b d = 0,009 \times 350 \times 363 = 1162 \text{ mm}^2$$

$$As_{D22} = 387 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{butuh}}{As_{D22}} = \frac{1162}{387} = 3,002 \approx 4$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 4D22

- Tulangan Negatif Akibat Pengangkatan

$$Mu = 4338900 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{4338900}{0,9 \times 350 \times 390^2} = 0,09$$

$$\rho_{butuh} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 0,09}{390}} \right) \\ = 0,0023$$

$$As_{butuh} = \rho b d = 0,0023 \times 350 \times 390 = 31,74 \text{ mm}^2$$

$$As_{D10} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{butuh}}{As_{D10}} = \frac{31,74}{78,5} = 0,0835 \approx 1$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 2D10

- Tulangan Geser

$$\emptyset \text{ tulangan geser} = 10 \text{ mm}$$

$$d = 363 \text{ mm}$$

$$Vu = 6140,19 \text{ kg} = 61401,9 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 350 \times 363 = 133922,5 \text{ N}$$

SNI 2847-2013 11.2.1.1

$$\phi Vc = 0,75 \times 133922,5 = 100441,8 \text{ N}$$

$0,5 \phi Vc = 0,5 \times 63261,96 = 50220,92 < Vu = 61401,9 \text{ N}$  Maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan  $\emptyset 10 \text{ mm}$  dengan mutu baja BJTP 240 ( $fy=240 \text{ MPa}$ )

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} = \frac{61401,9}{0,75} = 81869,2 \text{ N}$$

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \pi 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{Av \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157,08 \times 240 \times 363}{81869,2} = 167,15 \text{ mm}$$

SNI 2847-2013 11.4.7.2

$$S_{\text{maks}} = \frac{d}{2} = \frac{363}{2} = 181,5 \text{ mm} \quad \text{SNI 2847-2013 11.4.5.1}$$

atau = 600 mm

Maka digunakan sengkang Ø10-150 mm

#### b. Perhitungan Tulangan Sesudah Komposit

Dimensi balok anak 350/550

Tebal selimut beton = 40 mm

D tulangan utama = 22 mm

Ø tulangan sengkang = 10 mm

 $f'_c$  = 40 MPa $f_y$  = 390 MPa $d$  = 550 – 40 – 22/2 – 10

= 483 mm

$$\rho_{\min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0,25 \frac{\sqrt{40}}{390} = \mathbf{0,00405} \text{ atau}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359 \quad \text{SNI 2847-2013 10.5.1}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$$

#### • Tulangan Lentur Lapangan

 $M_u = 1194600 \text{ Nmm}$ 

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{119460000}{0,9 \times 350 \times 483^2} = 1,6525$$

$$\rho_{\text{butuh}} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 1,65}{390}} \right)$$

$$= 0,0043$$

$$A_{s_{\text{butuh}}} = \rho b d = 0,0043 \times 350 \times 483 = 722,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{D22}} = 387 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{butuh}}}{A_{SD22}} = \frac{722,3}{387} = 1,9 \approx 2$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 2D22

- Tulangan Lentur Tumpuan

$$Mu = 1194600 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{119460000}{0,9 \times 350 \times 483^2} = 1,6525$$

$$\rho_{butuh} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 1,65}{390}} \right) = 0,0043$$

$$A_{s_{butuh}} = \rho b d = 0,0043 \times 350 \times 483 = 722,3 \text{ mm}^2$$

$$A_{SD22} = 387 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{butuh}}}{A_{SD22}} = \frac{722,3}{387} = 1,9 \approx 2$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 2D22

- Tulangan Geser

$$\emptyset \text{ tulangan geser} = 10 \text{ mm}$$

$$d = 550 - 40 - 10 - 22/2$$

$$= 489 \text{ mm}$$

$$Vu = 9062,79 \text{ kg} = 90627,9 \text{ N}$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 350 \times 489 = 180407,94 \text{ N}$$

SNI 2847-2013 11.2.1.1

$$\phi Vc = 0,75 \times 180407,94 = 135305,95 \text{ N}$$

$$0,5 \phi Vc = 0,5 \times 135305,95 = 67652,98 \text{ N}$$

$$0,5 \phi Vc \leq Vu < \phi Vc$$

Maka dibutuhkan tulangan geser minimum. Dipakai tulangan Ø10 mm dengan mutu baja BJTP 240 ( $f_y=240$  MPa)

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} = \frac{90627,9}{0,75} = 120837,2 \text{ N}$$

$$Av = 2 \times \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \times \frac{1}{4} \pi 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{Av \times f_y \times d}{Vs} = \frac{157,08 \times 240 \times 489}{120837,2} = 247,9 \text{ mm}$$

SNI 2847-2013 11.4.7.2

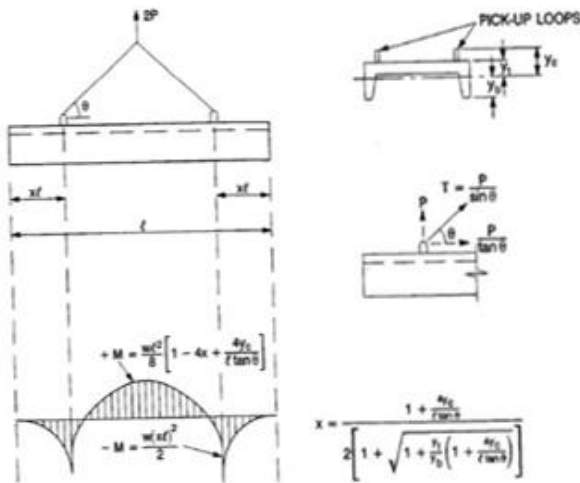
$$S_{maks} = \frac{d}{2} = \frac{489}{2} = 244,5 \text{ mm atau } = 600 \text{ mm}$$

$$A_{vmin} = 0,062 \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} = 0,062 \sqrt{40} \times \frac{350 \times 150}{240} = 85,78 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan sengkang Ø10-150 mm ( $A_v = 157,08 \text{ mm}^2$ )

### 5.2.5 Pengangkatan Balok Anak

Balok anak pracetak dibuat di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada saat pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 5. 10 Momen Saat Pengangkatan Balok Anak**  
(Sumber: *PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*)

Dimana :

$$+M = \frac{wL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan(\theta)} \right)$$

$$-M = \frac{wX^2}{2}$$



$$X = \frac{1 + \frac{4Yc}{L \times \tan(\theta)}}{2(1 + \sqrt{1 + \frac{Yt}{Yb} \left(1 + \frac{4Yc}{L \times \tan(\theta)}\right)}}$$

**a. Kondisi sebelum komposit**

$$b = 350 \text{ mm}$$

$$h = 550 - 120 = 430 \text{ mm}$$

$$L = 6700 \text{ mm}$$

Perhitungan :

$$Yt = Yb = \frac{550 - 120}{2} = 215 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 350 \times 430^3 = 2318954167 \text{ mm}^4$$

$$= 231895,42 \text{ cm}^4$$

Dikarenakan menggunakan tulangan produk peikko

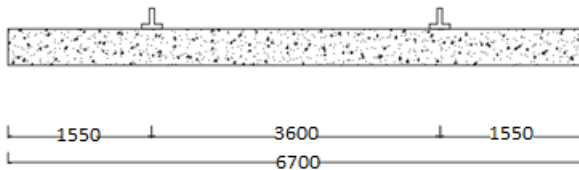
$$Yc = Yt = 215 \text{ mm}$$

$$= 21,5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 21,5}{670 \times \tan(45^\circ)}}{2(1 + \sqrt{1 + \left(1 + \frac{4 \times 21,5}{670 \times \tan(45^\circ)}\right)})} = 0,229$$

$$X \times L = 0,229 \times 6700 = 1534,3 \approx 1550 \text{ mm}$$

$$L - 2XL = 6700 - 2 \times 1550 = 3600 \text{ mm}$$



**Gambar 5. 11 Letak Titik Pengangkatan**

**b. Perhitungan beban saat pengangkatan**

$$\text{Balok} = 0,35 \times 0,43 \times 6,7 \times 2400$$

$$= 2420,04 \text{ kg}$$

$$T \sin(\alpha) = P = \frac{1,4 \times k \times W}{2}$$

$$= \frac{1,4 \times 1,3 \times 2420,04}{2}$$

$$= 2202,24 \text{ kg}$$

### c. Tulangan angkat balok anak

**Tabel 5. 3 Spesifikasi *Lifting Tools* Peikko**

Table 2: Dimensions Peikko JENKA WAS-Anchor

Article Nr.	Type	Dimensions				Load Capacity	Fs *
		ØD	h	e	Øds		
	RD	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]
WAS12x105	12	15,0	105	22	8	500	5
WAS14x130	14	18,0	130	25	10	800	8
WAS16x165	16	21,0	165	27	12	1200	12
WAS18x175	18	24,0	175	34	14	1600	16
WAS20x195	20	27,0	195	35	14	2000	20
WAS24x240	24	31,0	240	43	16	2500	25
WAS30x300	30	40,0	300	56	20	4000	40
WAS36x380	36	47,0	380	68	25	6300	63
WAS42x450	42	54,0	450	80	28	8000	80

\* Fs= Allowed load force from 0° - 45°

(Note: A load force for a mass of 1 ton demands a force of approximately 10 kN)

Table 18: Dimensions Peikko JENKA Lifter

Article Nr.	Type	Dimensions				Load Capacity	Fs *	Fq *
		B	H	e	Ød			
	R or M	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[kN]
JL12	12	50	150	19	13	500	5	2,5
JL14	14	50	150	21	13	800	8	4,0
JL16	16	50	150	24	13	1200	12	6,0
JL18	18	50	162	27	16	1600	16	8,0
JL20	20	50	162	29	16	2000	20	10,0
JL24	24	50	162	35	16	2500	25	12,5
JL30	30	50	177	43	22	4000	40	20,0
JL36	36	50	177	52	22	6300	63	31,5
JL42	42	65	218	60	26	8000	80	40,0
JL52	52	65	218	73	26	12500	125	62,5

\* Fs= Allowed load force from 0° - 45°

\* Fq= Allowed load force at 90°

(Note: A load force for a mass of 1 ton demands a force of approximately 10 kN)

Sumber: Brosur Peikko Lifting

Digunakan WAS Anchor tipe WS 24 x 240 dan Jenka Lifter tipe JL 24 yang mampu menahan beban sampai dengan 2500 kg

### d. Momen yang terjadi

$$\text{Beban balok} = 0,35 \times 0,43 \times 2400 = 361,2 \text{ kg/m}$$

$$k \text{ (beban kejut)} = 1,3$$

$$y_c = \text{kedalaman WS } 24 \times 240 = 240 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 +M &= \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Yc}{L \times \tan(\theta)} \right) \\
 &= \frac{361,2 \times 6,7^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,229 + \frac{4 \times 0,24}{6,7 \times \tan(45)} \right) \\
 &= 14,07 \text{ kgm} \\
 -M &= \frac{WXL^2}{2} \\
 &= \frac{361,2 \times 1,55^2}{2} \\
 &= 433,89 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

### e. Tegangan yang terjadi

$$\begin{aligned}
 W_t &= \frac{1}{6}bh^2 = \frac{350 \times 430^2}{6} = 10785833,33 \text{ mm}^3 \\
 F &= \frac{M}{W_t} = \frac{4338900}{10785833,3} = 0,402 \text{ MPa} \leq 0,7\sqrt{40} = 4,427 \text{ MPa (OK)}
 \end{aligned}$$

### 5.2.6 Kontrol Lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan yang cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013, syarat tebal minimum balok dengan dua tumpuan apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut:

$$h_{min} = \frac{lb}{16}$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak *preliminary design* telah direncanakan agar tinggi dari masing – masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{min}$ .

**Tabel 5. 4 Rekapitulasi Penulangan Balok Anak**

Tipe Balok	Lb (m)	Dimensi (cm)		Tulangan Terpasang		Tulangan Senggang	Profil Anchor	Profil Lifter
		b	h	Tumpuan	Lapangan			
BA.1	6,6	25	35	2D22	2D22	Φ10-150	WAS 24X240	JL 24
BA.2	5,3	25	35	2D22	2D22	Φ10-150	WAS 24X240	JL 24
BA.3	5,75	25	35	2D22	2D22	Φ10-150	WAS 24X240	JL 24
BA.4	7	35	55	2D22	4D22	Φ10-150	WAS 24X240	JL 24
BA.5	7,2	35	55	2D22	4D22	Φ10-150	WAS 24X240	JL 24
BA.6	8,8	35	55	2D22	4D22	Φ10-150	WAS 30X300	JL 30
BA.7	3	25	35	2D22	2D21	Φ10-150	WAS 24X240	JL 24
BA.8	6	25	35	2D22	2D22	Φ10-150	WAS 24X240	JL 24

### 5.3 Perencanaan Balok Lift

Perencanaan balok lift meliputi balok penumpu dan balok penggantung. Pada bangunan ini digunakan lift yang diproduksi oleh Hyundai Elevator dengan data-data spesifikasi sebagai berikut :

Tipe Lift : Standard Type

Model : EN-81

Kapasitas : 1150 kg

Kecepatan : 1,75 m/s

Lebar pintu (*opening width*) : 1100 mm

Dimensi sangkar (*car size*) :

- *Car wide* (CW) : 2000 mm

- *Car depth* (CD) : 1300 mm

Dimensi ruang luncur (*hoistway size*)

- *Hoistway width* (HW) : 5200 mm

- *Hoistway depth* (HD) : 2000 mm

Beban reaksi ruang mesin

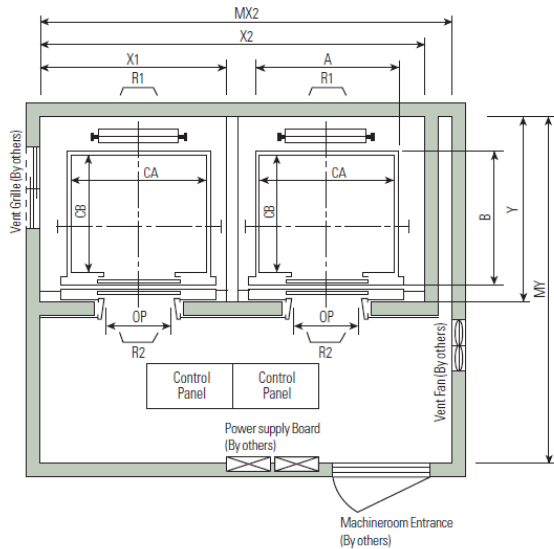
- R<sub>1</sub> : 6600 kg

- R<sub>2</sub> : 5500 kg

Untuk lebih jelasnya mengenai spesifikasi lift berikut disajikan dalam tabel :

**Tabel 5. 5 Spesifikasi Lift**

EN81 Standard													(Unit: mm)			
Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening OP	Car		Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			Internal CA x CB	External A x B	1Car X1	2Cars X2	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	700	1100 x 1100	1160 x 1250	1550	3200	1700	1800	3500	3450	3600	2000	5400	4500
	7	550		800	1400 x 850	1460 x 1005	1800	3700	1650	2000	4000	3200				
	8	630		800	1400 x 1030	1460 x 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	700		800	1400 x 1100	1460 x 1295	1800	3700	1700	2000	4000	3450	4100	2450	6300	5100
	10	800		800	1400 x 1250	1460 x 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400
	12	900		800	1400 x 1350	1460 x 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600
1.5	13	1000		900	1600 x 1300	1660 x 1455	2050	4200	1900	2300	4400	3700	5100	3750	8100	6300
	15	1100		900	1600 x 1400	1660 x 1555	2050	4200	2000	2300	4400	3700	5450	4300	8600	6600
1.75	15	1150		1000	1800 x 1400	1900 x 1570	2350	4800	2100	2600	4900	3800	6600	5100	11000	8700
	18	1350		1100	2000 x 1300	2100 x 1470	2550	5200	2000	2800	5250	4000				
	21	1600		1000	1800 x 1650	1900 x 1820	2350	4800	2350	2600	4900	4150	7800	6000	12200	9500
	21	1600		1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000	8500	6800	13600	10400
2.0	10	800		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2550	5200	2400	2900	5400	4250				
	12	900		1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200				
	13	1000		800	1400 x 1350	1500 x 1520	2050	4200	2100	2350	4200	4100	10500	6400	8200	7300
	15	1150		900	1600 x 1300	1700 x 1470	2250	4600	2050	2550	4600	4050	12030	6650	9000	7500
2.5	18	1350		900	1600 x 1400	1700 x 1570	2250	4600	2150	2550	4600	4150	12800	6950	9400	8000
	21	1600		1000	1800 x 1500	1900 x 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450	13080	7150	11000	8700
	21	1600		1100	2000 x 1350	2100 x 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650				
	21	1600		1100	2000 x 1700	2100 x 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450	14350	7650	12200	9500
				1100	2000 x 1500	2100 x 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650				
				1100	2000 x 1750	2100 x 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650	15100	8100	13600	10400
				1100	2150 x 1600	2250 x 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800				



**Gambar 5. 12 Ruang Lift**  
Sumber: Brosur Hyundai Lift

### 5.3.1 Perencanaan Dimensi Balok Lift

#### a. Balok Penumpu

Panjang balok penumpu = 5750 mm

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 5750 = 359,375 \text{ mm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 500 \text{ mm}$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

Dirancang dimensi balok 30/50

#### b. Balok Penggantung Lift

Panjang balok penggantung lift = 3000 mm

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times 3000 = 187,5 \text{ mm}$$

$$h_{\text{pakai}} = 500 \text{ mm}$$

$$b = 350 \text{ mm}$$

Dirancang dimensi balok 30/50

### 5.3.2 Pembebanan Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja pada balok penumpu adalah beban mati (pelat, aspal, ducting, dll) dan beban hidup

2. Koefisien kejut beban hidup keran

Pasal 3.3(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri ditambah muatan yang diangkat. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

$\Psi$  = koefisien kejut yang nilainya idak boleh diambil kurang dari 1,15

$V$  = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s

$K_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6

$K_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R \times \psi = (6600 + 6600) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &= 23496 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 5.3.3 Balok Penggantung Lift 35/50

a. Pembebanan

- Beban mati lantai

$$\text{Berat pelat} = 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Aspal}(t=2\text{cm}) &= 2 \times 14 \\ &= 28 \text{ kg/m}^2 + \\ &= 388 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 388 \times 2,875/2 = 557,75 \text{ kg/m} \\
 \text{Akibat balok} &= 0,35 \times 0,5 \times 2400 = 420 \text{ kg/m} \\
 q_d &= 977,75 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

• Beban hidup:

$$q_l = 100 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2q_d + 1,6q_l \\
 &= 1,2(977,75) + 1,6(100) \\
 &= 1333,3 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 1333,3 \times 3 \\
 &= 2000 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 1333,3 \times 3^2 \\
 &= 1500 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Tulangan

$$\text{Dimensi balok anak} = 35/50$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 390 \text{ Mpa}$$

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (16) = 442 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00358$$

$$\text{atau} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{40}}{390} = 0,00405$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$$

- Tulangan Lentur

$$Mu = 1500 \text{ kgm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{15000000}{0,9 \times 350 \times 442^2} = 0,244$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 0,244}{390}} \right) = 0,00063 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00405 \times 350 \times 442 = 696,15 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{696,15}{201,06} = 3,46 \approx 4 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 4D16

- Perhitungan Tulangan Geser

$$Vu = 2000 \text{ kg} = 20000 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

$$Vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 350 \times 442 = 163068,12 \text{ N}$$

$$\phi Vc = 0,75 \times 163068,12 = 122301,09 \text{ N}$$

Karena  $\phi Vc > Vu = 20000 \text{ N}$  maka tidak dibutuhkan tulangan geser

### 5.3.4 Balok Penumpu 35/50

#### a. Pembebanan

- Beban mati lantai



$$\begin{array}{lll}
 \text{Berat pelat} & = 0,15 \times 2400 & = 360 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Aspal}(t=2\text{cm}) & = 2 \times 14 & = 28 \text{ kg/m}^2 + \\
 & & = 388 \text{ kg/m}^2
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 q & = 388 \times 3/2 & = 582 \text{ kg/m} \\
 \text{Akibat balok} & = 0,35 \times 0,5 \times 2400 & = 420 \text{ kg/m} + \\
 & qd & = 1002 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

• **Beban hidup**

$$ql = 100 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned}
 qu &= 1,2qd + 1,6ql \\
 &= 1,2(1002) + 1,6(100) \\
 &= 1362,4 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat lift  $P = 23496 \text{ kg}$

Beban penggantung  $P = 1,2 \times 0,35 \times 0,5 \times 3 \times 2400 / 2 = 756 \text{ kg}$

Total  $P$  terpusat = 24126 kg

$$\begin{aligned}
 = Vu &= \frac{1}{2} \times qu \times L + \frac{1}{2} \times p \\
 &= \frac{1}{2} \times 1362,4 \times 5,75 + \frac{1}{2} \times 24126 \\
 &= 15979,9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 + \frac{1}{4} pL \\
 &= \frac{1}{8} \times 1362,4 \times 5,75^2 + \frac{1}{4} \times 24126 \times 4 \\
 &= 29756,54 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan Tulangan

$$\begin{array}{ll}
 \text{Dimensi balok anak} & = 35/50 \\
 \text{Tebal selimut beton} & = 40 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan utama} & = 16 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan sengkang} & = 10 \text{ mm} \\
 \text{Mutu beton } (f_c') & = 40 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu baja } (f_y) & = 390 \text{ Mpa}
 \end{array}$$

$$d = h - d' - \emptyset - \frac{1}{2} d_b$$

$$d = 500 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (16) = 442 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00358$$

$$\text{atau} = \frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0,25\sqrt{40}}{390} = 0,00405$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$$

- Tulangan Lentur

$$M_u = 29756,54 \text{ kgm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{297565400}{0,9 \times 350 \times 442^2} = 4,835$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 4,835}{390}} \right) = 0,01345 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,01345 \times 350 \times 442 = 2080,715 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n_{\text{tulangan}} &= \frac{A_{s\text{perlu}}}{A_{sD22}} \\ &= \frac{2080,715}{379,94} = 5,476 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 6D22

- Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 15979,9 \text{ kg} = 159799 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b d = \frac{1}{6} \sqrt{40} \times 350 \times 442 = 163068,12 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 163068,1 = 122301,09 \text{ N}$$

Karena  $\phi V_c \leq V_u = 163069,12 \text{ N}$  maka dibutuhkan tulangan geser

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{159799}{0,75} = 213305,33 \text{ N}$$

$$V_{S_{butuh}} = V_n - V_c = 213305,33 - 163068,12 = 50237,21 \text{ N}$$

$$\text{Syarat } S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{442}{2} = 221 \text{ mm}$$

$$\text{Atau} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai } s = 200 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi d^2 = \frac{1}{2} \pi 10^2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_s = A_v \times f_y \times \frac{d}{s} = 157,08 \times 240 \times \frac{442}{200} = 83315,23 \geq$$

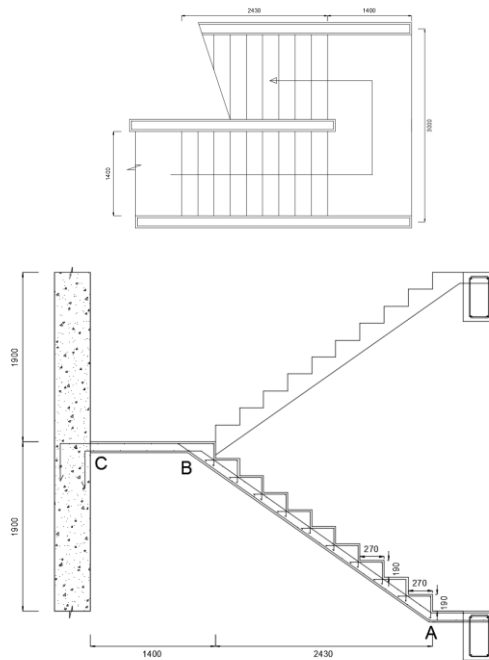
$$V_{S_{butuh}} = 50237,21 \text{ N}$$

Maka digunakan tulangan geser  $\phi 10$ -200 mm

#### 5.4 Perencanaan Tangga

Pada perencanaan ini, struktur tangga dimodelkan sebagai frame statis tertentu dengan kondisi ujung perletakan berupa sendi dan rol (rol diletakkan pada ujung bordes). Struktur tangga ke atas dan ke bawah tipikal. Diambil perhitungan untuk tangga Lantai 1-2

### 5.4.1 Data Perencanaan Tangga



**Gambar 5. 13 Desain Tangga**

- Tinggi Lantai : 380 cm
- Tinggi Tanjakan (t) : 19 cm
- Lebar Injakan (i) : 27 cm
- Lebar Tangga : 140 cm
- Tebal pelat tangga (tp) : 12 cm
- Tebal pelat bordes : 12 cm
- Jumlah injakan ( $n_T$ ) :  $\frac{243}{27} : 9$  buah
- Jumlah tanjakan ( $n_i$ ) :  $9+1= 10$  buah
- Jumlah tanjakan ke bordes : 10 buah
- Jumlah tanjakan bordes ke lantai 2 : 10 buah
- Elevasi bordes : 190 cm
- Lebar bordes : 140 cm

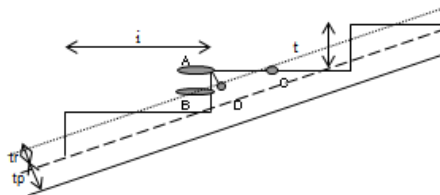
- Panjang bordes : 140 cm
- Panjang horisontal plat tangga :  $9 \times 27 = 243$  cm
- Kemiringan tangga ( $\alpha$ ) :  $\text{arc tan } \alpha = \frac{190}{243} \rightarrow \alpha = 38,02^\circ$
- Tebal plat rata-rata : tebal plat tangga + tr

Cek syarat :

1.  $60 \leq (2t+i) \leq 65$   
 $2t + i = 2(19) + 27 = 65$  (OK)
2.  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$   
 $\alpha = 38,02^\circ$  (OK)

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat anak tangga rata-rata} &= (i/2) \sin \alpha \\ &= (27/2) \sin 38,02^\circ \\ &= 8,315 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal pelat rata-rata (tr)} &= tp + tr_{\text{anak tangga}} \\ &= 12 + 8,315 \\ &= 20,315 \text{ cm} \end{aligned}$$



**Gambar 5. 14 Ketebalan Tangga**

### 5.4.2 Perhitungan Analisa Struktur

#### • Pelat Tangga

- Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Pelat tangga} &= \frac{0,203 \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 1\text{m}}{\cos 38,02^\circ} = 618,92 \text{ kg/m} \\ \text{Tegel} &= 24 = 24 \text{ kg/m} \\ \text{Spesi} &= 21 = 21 \text{ kg/m} \\ \text{Sandaran} &= 50 = 50 \text{ kg/m} + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{qd} = 713,92 \text{ kg/m} \\ - \text{Beban Hidup} \end{aligned}$$

$$\text{ql} = 192 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{qu} &= 1,2 \text{ qd} + 1,6 \text{ ql} \\ &= 1,2 \times 713,92 + 1,6 \times 192 = 1306,7 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

#### • Pelat Bordes

- Beban Mati

$$\begin{aligned} \text{Pelat bordes} &= 0,12 \times 2400 &= 288 \text{ kg/m} \\ \text{Tegel} &= 24 &= 24 \text{ kg/m} \\ \text{Spesi} &= 21 &= 21 \text{ kg/m} \\ \text{Sandaran} &= 50 &= 50 \text{ kg/m} + \end{aligned}$$

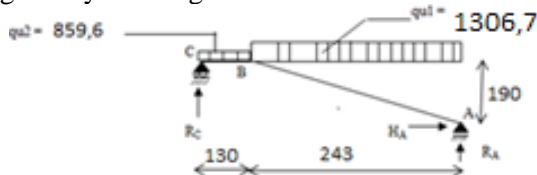
$$\text{qd} = 383 \text{ kg/m}$$

- Beban Hidup

$$\text{ql} = 192 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{qu} &= 1,2 \text{ qd} + 1,6 \text{ ql} \\ &= 1,2 \times 383 + 1,6 \times 192 = 859,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Perhitungan Gaya Datang



**Gambar 5. 15 Beban Pada Tangga**

#### Reaksi Perletakan

$$\text{qu1} = 1306,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{qu2} = 859,6 \text{ kg/m}$$

$$\diamond \Sigma H = 0 \Rightarrow H_A = 0$$

$$\diamond \Sigma M_a = 0$$

$$R_c (3,73) - q_2 (1,3) (3,08) - q_1 (2,43) (1,215) = 0$$

$$R_c = \frac{859,6 \times 1,3 \times 3,08 + 1306,7 \times 2,0315 \times 1,215}{3,73}$$

$$R_c = 1990,79 \text{ kg}$$

$$\diamond \Sigma V = 0$$

$$q_1(1,3) + q_2(2,43) - R_c = 0$$

$$R_a = 859,6 \times 1,3 + 1306,7 \times 2,43 - 1996,1$$

$$R_a = 2387,93 \text{ kg}$$

### Gaya Dalam

#### ❖ B – C

$$\begin{aligned} \text{Bidang N} &\rightarrow N_{bc} = 0 \\ \text{Bidang D} &\rightarrow D_c = R_c = 1990,79 \text{ kg} \\ &\rightarrow D_{bkiri} = R_c - q_2(1,3) \\ &= 873,31 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bidang M} &\rightarrow M_c = 0 \\ M_{max} = M_{bkiri} &= R_c(1,3) - 0,5 q_2(1,3)^2 \\ M_{bkanan} &= 1994,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

#### ❖ A – B

$$\begin{aligned} \text{Bidang N} &\rightarrow N_a = -R_a \sin \alpha + H_a \cos \alpha \\ &= -2387,93 \sin 38,02^\circ + 0 \\ &= -1470,87 \text{ kg} \\ &\rightarrow N_b = N_a + (q_{u1} \sin \alpha \cdot L_{ab}) \\ &= -1470,87 + (1306,7 \sin 38,02(2,43)) \\ &= 484,98 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Bidang D} &\rightarrow D_a = R_a \cos \alpha + H_a \sin \alpha \\ &= 2387,93 \cos 38,02^\circ - 0 \\ &= 1881,16 \text{ kg} \\ &\rightarrow D_{bkanan} = D_a - (q_{u1} \cos \alpha \cdot L_{ab}) \\ &= 1881,16 - (1306,7 \cos 38,02^\circ(2,43)) \\ &= -787,35 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Bidang M} \rightarrow M_a = 0$$

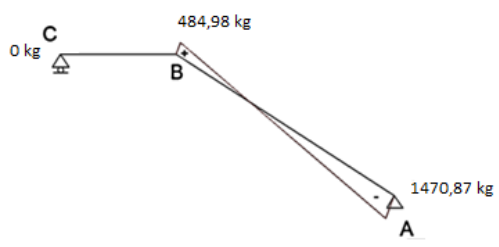
$$M_{max} \rightarrow D_x = 0$$

$$R_a - q \cdot X_1 = 0$$

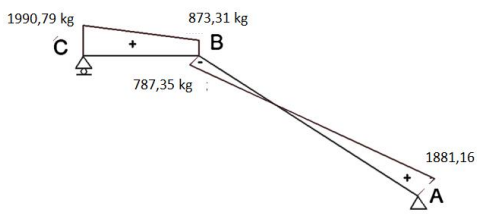
$$X_1 = \frac{2387,93}{1306,7} = 1,83 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= 2387,93 \times 1,83 - 0,5 \times 1306,7 \times 1,83^2 \\ &= 2181,91 \text{ kgm} \end{aligned}$$

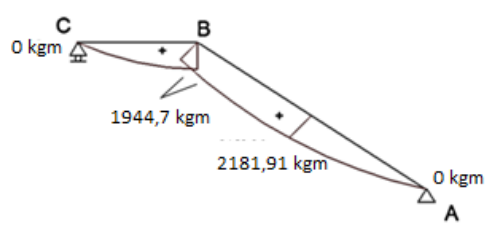
$$M_{bkanan} = 1944,7 \text{ kgm}$$



(1)



(2)



(3)

**Gambar 5.16 Gaya Dalam Tangga (1) Bidang N (2) Bidang D (3) Bidang M**



### 5.4.3 Perhitungan Tulangan Pelat Tangga dan Bordes

#### • Pelat Tangga

- $f_c = 40 \text{ Mpa}$
- $f_y = 390 \text{ Mpa}$
- $\beta_1 = 0,764$  (untuk  $f_c = 40 \text{ Mpa}$ )
- $\rho_{\min} = 0,002$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$
- Tebal pelat tangga = 120 mm
- Panjang = 1400 mm
- Direncanakan tulangan = D 13 mm ( $A_s = 132,7 \text{ mm}^2$ )
- Tebal selimut beton ( $d'$ ) = 20 mm
- $d_x = 120 - 20 - (0,5 \times 13) = 93,5 \text{ mm}$
- $M_u = 2181,91 \text{ kg.m} = 21819100 \text{ N.mm}$
- $V_u = 1881,16 \text{ kg}$
- $N_u = 1470,87 \text{ kg}$

#### Perhitungan Penulangan :

- **Penulangan Longitudinal** (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{2181900}{0,9 \times 1000 \times 93,5^2} = 2,59$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 2,59}{390}} \right) = 0,0069 > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0069$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0069 \times 1000 \times 93,5 = 647,33 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{647,33}{132,7} = 4,88 \approx 5$$

Jarak tulangan :

$$S = 1000/5 = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{pakai}} = 663,66 \text{ mm}^2$$

∴ Digunakan tulangan lentur **D13 – 200**

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.2)

Komponen struktur dibebani tekan aksial.

$$V_c = 0,17x \left( 1 + \frac{Nu}{Agx14} \right) x \sqrt{f_c} x bw x d$$

$$V_c = 0,17x \left( 1 + \frac{14708,7}{1400x120x14} \right) x \sqrt{40} x 1000 x 93,5$$

$$= 88014,6 \text{ N}$$

$$V_n = \frac{Vu}{\phi} = \frac{18811,6}{0,9} = 20901,8 \text{ N}$$

$V_c > V_n \rightarrow$  tidak perlu tulangan geser

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2013, Pasal 7.12.2.1)

Tulangan susut menggunakan  $\rho_{\min} = 0,002$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,002 \times 1000 \times 93,5 = 187 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{168,3}{78,5} = 2,38 \approx 3$$

Jarak tulangan :

$$S = 1000/3 = 333,33 = 300 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{pakai}} = 235,5 \text{ mm}^2$$

**$\therefore$  Digunakan tulangan lentur D10 – 300**

#### • Bordes

- $f_c = 40 \text{ Mpa}$
- $f_y = 390 \text{ Mpa}$
- $\beta_1 = 0,764$  (untuk  $f_c = 40 \text{ Mpa}$ )
- $\rho_{\min} = 0,002$
- $m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$
- Tebal pelat bordes = 120 mm
- Panjang = 1400 mm
- Direncanakan tulangan = D 13 mm ( $A_s = 132,7 \text{ mm}^2$ )
- Tebal selimut beton ( $d'$ ) = 20 mm
- $dx = 120 - 20 - (0,5 \times 13) = 93,5 \text{ mm}$

- $M_u = 1944,7 \text{ kg.m}$
- $V_u = 2719,19 \text{ kg}$

### Perhitungan Penulangan :

- **Penulangan Longitudinal** (SNI 2847:2013, Pasal 9.3.2.7)

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{19447000}{0,8 \times 1000 \times 93,5^2} = 2,31$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 2,31}{390}} \right) = 0,00614 > \rho_{min}$$

$$\rho_{pakai} = 0,00614$$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,00614 \times 1000 \times 93,5 = 574,27 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{619,905}{132,7} = 4,32 \approx 5$$

Jarak tulangan :

$$S = 1000/5 = 200 \text{ mm}$$

$$A_{Spakai} = 663,5 \text{ mm}^2$$

∴ **Digunakan tulangan lentur D13 – 200**

- **Penulangan Geser** (SNI 2847:2013, Pasal 11.2.1.2)

Komponen struktur dibebani lentur dan geser saja

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{40} \times 1000 \times 93,5 = 100528,8 \text{ N}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{27191,9}{0,9} = 30213,2 \text{ N}$$

$$V_c > V_n \rightarrow \text{tidak perlu tulangan geser}$$

- **Penulangan Susut** (SNI 2847:2013, Pasal 7.12.2.1)

Tulangan susut menggunakan  $\rho_{min} = 0,002$

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,002 \times 1000 \times 93,5 = 187 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$(n) = \frac{168,3}{78,5} = 2,38 \approx 3$$

Jarak tulangan :

$$S = 1000/3 = 333,33 = 300 \text{ mm}$$

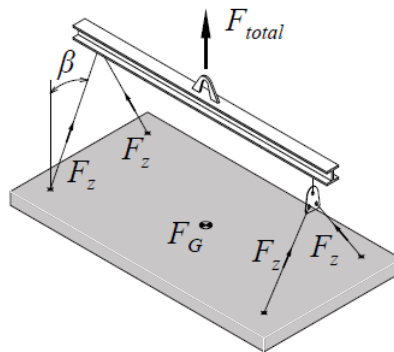
$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$A_{\text{spakai}} = 235,5 \text{ mm}^2$$

**$\therefore$  Digunakan tulangan lentur D10 – 300**

#### 5.4.4 Perhitungan Tulangan Angkat

Dalam pemasangan pelat pracetak, pelat akan mengalami pengangkatan sehingga perlu direncanakan tulangan angkat untuk pelat. Contoh perhitungan akan diambil dengan dimensi 3,83 m x 1,4 m dengan empat titik



**Gambar 5. 17 Pengangkatan Plat Tangga**

Sumber: *PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*

Gaya akibat pengangkatan akan ditransformasikan kedua arah horizontal, yaitu arah i dan j.

Tinggi pengangkatan dari muka pelat bordes diambil 90 cm

Pada perhitungan beban ultimate menggunakan *tower crane* ditambahkan koefisien kejut (  $k = 1,3$  ) pada saat pengangkatan berdasarkan brosur *peikko*.

- Perhitungan Tulangan Angkat Pelat

$$DL = 0,20315 \times 3,83 \times 1,4 \times 2400 = 2614,35 \text{ kg}$$

Momen akibat pengangkatan yang terjadi pada pelat :

$$\text{Beban ultimate} = 1,3 \times 1,4 \times 2614,35 = 4758,12 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya angkat (Tu) setiap tulangan} = \frac{4758,12}{4} = 1189,53 \text{ kg}$$

$$\beta = \arctan \frac{0,566xa}{2x0,9} = \frac{0,566 \times 1,4}{92,5} = 23,76^\circ < 45^\circ$$

**Tabel 5. 6 Spesifikasi Lifting Tools Peikko**

Table 5: Dimensions Peikko JENKA BSA-Anchor

Article Nr.	Type	Dimensions			Load Capacity	Fs *
		ØD	h	e		
	RD	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]
BSA12x60	12	15,0	60	22	500	5
BSA14x70	14	18,0	70	25	800	8
BSA16x80	16	21,0	80	27	1200	12
BSA18x90	18	24,0	90	34	1600	16
BSA20x100	20	27,0	100	35	2000	20
BSA24x115	24	31,0	115	43	2500	25
BSA30x150	30	40,0	150	56	4000	40

\* Fs= Allowed load force from 0° - 45°

(Note: A load force for a mass of 1 ton demands a force of approximately 10 kN)

Table 18: Dimensions Peikko JENKA Lifter

Article Nr.	Type	Dimensions				Load Capacity	Fs *	Fq *
		B	H	e	Ød			
	R or M	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN]	[kN]
JL12	12	50	150	19	13	500	5	2,5
JL14	14	50	150	21	13	800	8	4,0
JL16	16	50	150	24	13	1200	12	6,0
JL18	18	50	162	27	16	1600	16	8,0
JL20	20	50	162	29	16	2000	20	10,0
JL24	24	50	162	35	16	2500	25	12,5
JL30	30	50	177	43	22	4000	40	20,0
JL36	36	50	177	52	22	6300	63	31,5
JL42	42	65	218	60	26	8000	80	40,0
JL52	52	65	218	73	26	12500	125	62,5

\* Fs= Allowed load force from 0° - 45°

\* Fq= Allowed load force at 90°

Sumber: Brosur Peikko Lifting

Maka dipasang BSA18x90 dan JL18

- Kontrol retak

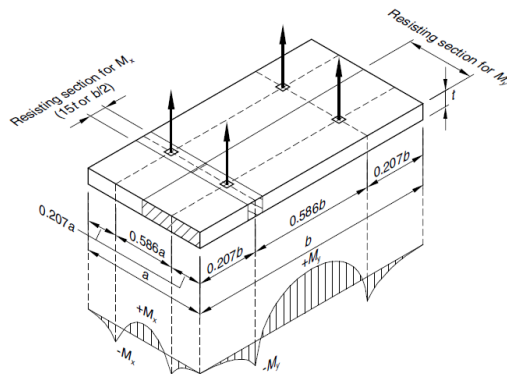
$$f_{\text{pelat}} < f_{cr}$$

for untuk beton 28 hari

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f'_c} = 0,7\sqrt{40} = 4,427 \text{ MPa}$$

$$y_c = h \text{ BSA } 18 \times 90 = 9 \text{ cm}$$

Berdasarkan PCI Design Handbook, Precast and Prestressed Concrete, 7<sup>th</sup> Edition, momen maksimum diperhitungkan dengan rumus :



**Gambar 5. 18 Diagram Momen Pengangkatan**  
(Sumber: *PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*)

$$M_x = 0,0107 \times w \times a^2 \times b$$

$$M_y = 0,0107 \times w \times a \times b^2$$

Pada pelat tipe S1 :

$$a = 1,25 \text{ m}$$

$$b = 3,6 \text{ m}$$

$$k = 1,3$$

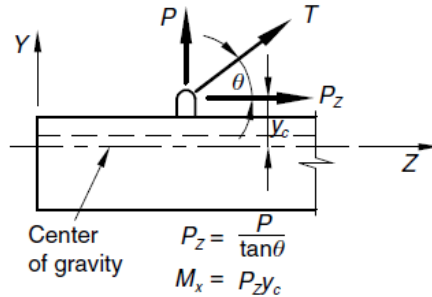
$$w = k(1,4 \text{ DL})$$

$$w = 1,3 \times 1,4 \times 0,203 \times 2400 = 887,378 \text{ kg/m}$$

Maka :

$$M_x = 0,0107 \times 887,378 \times 1,4^2 \times 3,83 = 71,28 \text{ kgm}$$

$$M_y = 0,0107 \times 887,378 \times 1,4 \times 3,83^2 = 194,99 \text{ kgm}$$



**Gambar 5. 19 Reaksi di Titik Pengangkatan**

(Sumber: *PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*)

$M_y$  ditahan oleh penampang selebar  $a/2 = 140/2 = 70 \text{ cm}$

$P = 1189,53 \text{ kg}$

$$M_y = \left( \frac{p \times y_c}{\tan(90 - \beta)} \right) = \left( \frac{1189,53 \times 0,09}{\tan(90 - 90)} \right) = 0 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tot}} = 194,99 + 0 = 194,99 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 70 \times 0,203^2 = 4815,03 \text{ cm}^3$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{\text{tot}}}{Z} = \frac{194,99 \times 10^4}{4815,03 \times 10^3}$$

$$= 0,25 \text{ Mpa} < f_r = 4,427 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

$M_x$  ditahan oleh penampang selebar  $15t = 304,7 \text{ cm}$  atau  $b/2 = 191,5 \text{ cm}$  (diambil yang terkecil =  $191,5 \text{ cm}$ )

$$M_x = \left( \frac{p \times y_c}{\tan(90 - \beta)} \right) = \left( \frac{1189,53 \times 0,09}{\tan(90 - 23,76)} \right) = 47,13 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{tot}} = 71,28 + 47,13 = 118,41 \text{ kgm}$$

$$Z = \frac{1}{6} \times 191,5 \times 20,315^2 = 15807,1 \text{ cm}^3$$

$$f_t = f_b = \frac{M_{tot}}{Z} = \frac{118,41 \times 10^4}{15807,1 \times 10^3}$$

$$= 0,12 \text{ Mpa} < f_r = 4,427 \text{ Mpa} \dots \text{OK}$$

**Tabel 5. 7 Spesifikasi Desain Tangga**

Data Perencanaan	TIPE TANGGA				
	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3	Tipe 4	Tipe 5
Tinggi Lantai (cm)	380	400	550	320	450
Tinggi Tanjakan t (cm)	19	19	19	19	19
Lebar Injakan I (cm)	27	27	27	27	27
Lebar Tangga (cm)	140	140	140	140	140
Tebal Pelat Tangga tp (cm)	12	12	12	12	12
Tebal Pelat Bordes (cm)	12	12	12	12	12
Elevasi Bordes (cm)	190	200	275	160	225
Jumlah Injakan nt (cm)	10	11	15	9	12
Jumlah Tanjakan ni (cm)	9	10	14	8	11
Lebar Bordes (cm)	140	140	140	140	140
Panjang Bordes (cm)	140	140	140	140	140
Panjang Horizontal Pelat Tangga (cm)	243	270	378	216	297
Kemiringan Tangga $\alpha$ (°)	38,022	36,529	36,036	36,529	37,147
Tebal Pelat Anak Tangga Rata-rata (cm)	8,315	8,036	7,942	8,036	8,152
Tebal Pelat Rata-rata (cm)	20,315	20,036	19,942	20,036	20,152
Cek Syarat					
$60 \leq (2t+i) \leq 65$	OK	OK	OK	OK	OK
$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$	OK	OK	OK	OK	OK



**Tabel 5. 8 Penulangan Plat Tangga**

Perhitungan Penulangan	TIPE BORDES				
	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3	Tipe 4	Tipe 5
Tulangan Lentur Pelat Bordes					
Mutu Beton $f_c'$ (Mpa)	40	40	40	40	40
Mutu Tulangan $f_y$ (Mpa)	390	390	390	390	390
Jumlah Tulangan (n)	5	5	7	4	6
Jarak Tulangan S (mm)	200	200	142,8571	250	166,6667
Jarak Tulangan Pakai	200	200	140	250	150
As Pakai ( $\text{mm}^2$ )	663,6614	663,6614	929,126	530,9292	796,3937
Tulangan Geser Pelat Bordes					
Vc	10052,88	49268,56	49268,56	49268,56	49268,56
Vn	3109,14	3109,14	3109,14	2571,95	2571,95
Vu	2798,23	2798,23	2798,23	2314,75	2314,75
Kebutuhan Tulangan Geser	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu	Tidak Perlu
Tulangan Susut Pelat Bordes					
$\rho = \rho_{\min}$	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
As	187	187	187	187	187
Jumlah Tulangan (n)	3	3	3	3	3
Jarak Tulangan (S)	333,3333	333,3333	333,3333	333,3333	333,3333
Jarak Tulangan Pakai	300	300	300	300	300
Pakai	Tul. Susut	Tul. Susut	Tul. Susut	Tul. Susut	Tul. Susut

**Tabel 5. 9 Penulangan Angkat Plat Tangga**

Data Perencanaan	TIPE TANGGA				
	Tipe 1	Tipe 2	Tipe 3	Tipe 4	Tipe 5
DL (kg)	2614,3534	2760,10039	3470,871311	2396,575	2958,97003
ULTIMATE (kg)	4758,1232	5023,38271	6316,985785	4361,7664	5385,32546
P (kg)	1189,5308	1255,84568	1579,246446	1090,4416	1346,33136
Betha (degree)	23,760161	23,7601608	23,76016084	23,760161	23,7601608
Betha (degree) < 45	OK	OK	OK	OK	OK
fr (Mpa)	4,4271887	4,42718872	4,427188724	4,4271887	4,42718872
ftx (Mpa)	0,2459088	0,26692155	0,338814358	0,231766	0,28285451
ftx<fr (Mpa)	OK	OK	OK	OK	OK
fty (Mpa)	0,1233579	0,13389876	0,169963133	0,1162633	0,14189138
fty<fr (Mpa)	OK	OK	OK	OK	OK
Profil Anchor	BSA 18x90	BSA 18x90	BSA 18x90	BSA 18x90	BSA 18x90
Profil JL	JL 18	JL 18	JL 18	JL 18	JL 18

## **BAB 6**

### **PERMODELAN STRUKTUR**

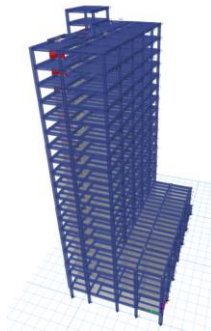
#### **6.1 Umum**

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan SNI 1727:2013, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

#### **6.2 Data – Data Perencanaan**

Data – data perencanaan gedung Ibis Styles Hotel Tanah Abang Jakarta Pusat adalah sebagai berikut:

Mutu beton ( $f'_c$ )	: 40 MPa
Mutu baja tulangan ( $f_y$ )	: 390 MPa
Fungsi bangunan	: Hotel
Tinggi bangunan	: 62,3 m
Jumlah tingkat	: 18 lantai dan 1 basement



**Gambar 6. 1 Permodelan 3D Struktur Utama**

### 6.3 Perhitungan Berat Struktur

Pembebanan gravitasi struktur pada sistem ganda diterima oleh rangka dan dinding geser. Pembebanan ini termasuk beban mati dan beban hidup yang terjadi pada struktur.

- Beban Mati
  - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m<sup>3</sup>
  - Plafond : 11 kg/m<sup>3</sup>
  - Penggantung : 7 kg/m<sup>3</sup>
  - Plumbing : 10 kg/m<sup>3</sup>
  - Tegel : 24 kg/m<sup>3</sup>
  - Spesi : 21 kg/m<sup>3</sup>
  - Dinding : 250 kg/ m<sup>2</sup>
  - Sanitasi : 20 kg/m<sup>3</sup>
- Beban Hidup
  - Lantai Atap : 100 kg/m<sup>3</sup>
  - Lantai Apartement : 192 kg/m<sup>3</sup>

### 6.4 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan diperlukan dalam sebuah perencanaan struktur bangunan. Pada saat konstruksi, tentunya beban – beban yang bekerja pada struktur hanya beban – beban mati saja dan beban hidup sementara akibat pekerja konstruksi. Sedangkan pada masa layan, beban – beban hidup permanen dari aktivitas pemakai gedung dan barang – barang yang dapat bergerak di dalam gedung. Hal ini tentunya akan berdampak pada kekuatan rencana elemen struktur yang direncanakan berdasarkan kombinasi pembebanan terbesar akibat penjumlahan beban – beban yang bekerja dengan faktor beban *Load Resistance Factor Design (LRFD)*

Kombinasi pembebanan yang dipakai pada struktur gedung ini mengacu pada SNI 1726:2012 bangunan tahan gempa sebagai berikut:

1,4 DL

1,2 DL + 1,6 LL

1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 Ex

1,2 DL + 1,0 LL + 1,0 Ey

1,0 DL + 1,0 LL

0,9 DL + 1,0 Ex

0,9 DL + 1,0 Ey

Keterangan:

DL : beban mati

LL : beban hidup

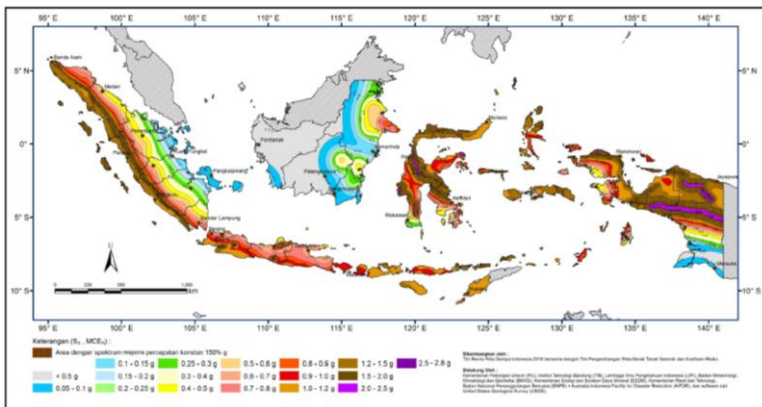
Ex : beban gempa arah x

Ey : beban gempa arah y

## 6.5 Analisa Beban Gempa

### 6.5.1 Percepatan Respon Spektrum

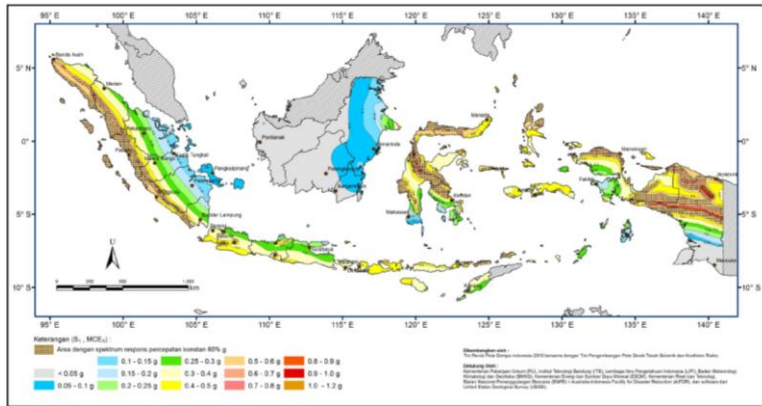
Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 6.2 dan Gambar 6.3



**Gambar 6. 2 Peta Harga Ss di Indonesia**

(Sumber: SNI 1726:2012)

Untuk daerah Jakarta didapatkan nilai  $S_s = 0,673g$



**Gambar 6. 3 Peta Harga S1 di Indonesia**

(Sumber: SNI 1726:2012)

Untuk daerah Jakarta didapatkan nilai  $S_1 = 0,296 \text{ g}$

Untuk nilai  $F_a$  (koefisien situs untuk periode 0,2 detik) dan  $F_v$  (koefisien situs untuk periode 1 detik) didapat dari Tabel 6.1 dan Tabel 6.2

**Tabel 6. 1 Koefisien Situs  $F_a$**

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, $S_s$				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,2	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	$SS^b$				

**Tabel 6. 2 Koefisien Situs Fv**

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE <sub>R</sub> ) terpetakan pada periode 1 detik, S <sub>1</sub>				
	S <sub>1</sub> ≤ 0,1	S <sub>1</sub> = 0,2	S <sub>1</sub> = 0,3	S <sub>1</sub> = 0,4	S <sub>1</sub> ≥ 0,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Dari data di atas diperoleh data – data sebagai berikut

$$S_s = 0,673g$$

$$S_1 = 0,296g$$

$$F_a = 1,353$$

$$F_v = 2,815$$

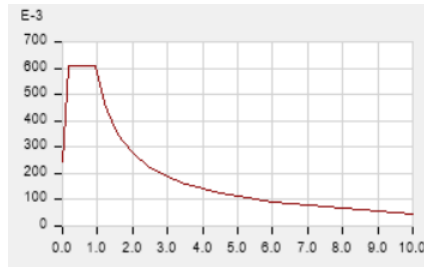
$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,353 \times 0,673 \\ &= 0,911 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2,815 \times 0,296 \\ &= 0,834 \end{aligned}$$

### 6.5.2 Parameter Percepatan Respons Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,911 = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,834 = 0,556$$



**Gambar 6. 4 Grafik Respon Spektrum Daerah**

Gedung ini berfungsi sebagai hotel sehingga termasuk kategori risiko I. Dari data – data yang telah didapat di atas bisa ditentukan kategori desain seismik dari gedung ini menggunakan Tabel 6.3 dan Tabel 6.4. Sehingga didapat gedung ini termasuk kategori desain seismik D

**Tabel 6. 3 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda 1 Detik**

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,5$	C	D
$0,5 \leq S_{DS}$	D	D

**Tabel 6. 4 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Perioda Pendek**

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sistem yang dipilih harus sesuai dengan batasan sistem struktur dan batasan ketinggian. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan salah satu sistem struktur yang tepat sesuai dengan

kategori desain seismik D adalah sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan dengan dinding geser beton bertulang khusus yang mampu menahan 75% gaya gempa yang ditetapkan.

### 6.5.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perhitungan beban gempa pada struktur Gedung Ibis Styles Hotel Jakarta ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 1726:2012. Analisis dilakukan menggunakan respons spektrum dengan parameter – parameter yang telah ditentukan

#### a. Arah Pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak – balik dan periodik. Untuk menyimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektivitas 30%.

- Gempa Respons Spektrum X:  
100% arah X dan 30% arah Y
- Gempa Respons Spektrum Y:  
100% arah Y dan 30% arah X

#### b. Faktor Reduksi Gempa (R)

Gedung ini direncanakan menggunakan beton pracetak dengan sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa yang ditetapkan. Berdasarkan tabel 9 SNI 1726:2012 didapatkan nilai faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5,5; nilai koefisien modifikasi respons ( $R$ ) = 7; dan nilai faktor kuat lebih sistem ( $\Omega$ ) = 2,5

#### c. Faktor Keutamaan (I)



Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan  $I_e$ . Gedung ini direncanakan sebagai bangunan rumah sakit. Pada Tabel 6.5 berdasarkan SNI 1726:2012 bangunan ini termasuk kategori I sehingga didapat nilai  $I_e = 1$

**Tabel 6. 5 Faktor Keutamaan Gempa**

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, $I_e$
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

## 6.6 Kontrol Desain

Setelah dilakukan pemodelan struktur 3 dimensi dengan program bantu ETABS, hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan – batasan tertentu sesuai dengan peraturan SNI 1726:2012 untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Adapun hal – hal yang harus dikontrol adalah sebagai berikut:

- Kontrol beban gravitasi
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol respons seismik
- Kontrol partaisipasi massa
- Kontrol batas simpangan (*drift*)
- Kontrol sistem ganda

Dari analisis tersebut juga diambil gaya dalam yang terjadi pada masing – masing elemen struktur untuk dilakukan pengecekan kapasitas penampang.

### 6.6.1 Beban Gravitasi

Beban gravitasi dikontrol untuk mengecek kesesuaian pemodelan pada program bantu ETABS dengan desain bangunan gedung. Perhitungan beban mati masing – masing elemen struktur pada gedung ditunjukkan pada Tabel 6.6 berikut:

**Tabel 6. 6 Rekapitulasi Beban Gravitasi**

Atap + R Mesin						
BEBAN MATI						
Nama	p	l	t	massa jenis	total	
Pelat	479,86		0,12	2400	138199,68	
Balok 25/35	126	0,25	0,35	2400	26.534	
Balok 35/55	35,6	0,35	0,55	2400	16.447	
Balok 50/75	208,8	0,5	0,75	2400	187.920	
Plafond	394			11	4.339	
Penggantung	394			7	2.761	
Plumbing	394			10	3.944	
Tegel	394			24	9.466	
Spesi	394			21	8.283	
Kolom	19	0,5	3,52	2400	40080	
TOTAL BEBAN MATI					437972,31	
BEBAN HIDUP						
Nama	p	l	t	massa jenis	total	
Beban R. Mesin	42,93			192	8242,56	
Beban hidup atap	436,93			100	43693	
Koefisien Reduksi 20%					0,8	
TOTAL BEBAN HIDUP					48539,328	
TOTAL BEBAN					486511,638	
LANTAI 17-13						
BEBAN MATI						
Nama	p	l	t	massa jenis	n	total
Pelat	394		0,12	2400	5	567.950
Balok 25/35	63	0,25	0,35	2400	5	66.334
Balok 35/55	35,6	0,35	0,55	2400	5	482.328
Balok 50/75	208,8	0,5	0,75	2400	5	160.200
Plafond	394			11	5	21.693
Penggantung	394			7	5	13.804
Plumbing	394			10	5	19.721
Tegel	394			24	5	47.329
Spesi	394			21	5	41.413
Dinding	253		3,2	250	5	1.013.400
Sanitasi	394			20	5	39.441
Kolom	15	0,5	3,2	2400	5	144.000
TOTAL BEBAN MATI						2.617.613
BEBAN HIDUP						
Nama	p	l	t	massa jenis	n	total
Beban Hidup Apartemen	394			192	5	414.919
Koefisien Reduksi 20%						80,00
TOTAL BEBAN HIDUP						33.193.546
TOTAL BEBAN LANTAI 17-13						35.811.158

**Tabel 6. 7 Rekapitulasi Beban Gravitasi**

LANTAI 12-8						
BEBAN MATI						
Nama	p	l	t	massa jenis	n	total
Pelat	394		0,12	2400	5	567.950
Balok 25/35	63	0,25	0,35	2400	5	66.334
Balok 35/55	35,6	0,35	0,55	2400	5	82.236
Balok 50/75	208,8	0,5	0,75	2400	5	939.600
Plafond	394			11	5	21.693
Penggantung	394			7	5	13.804
Plumbing	394			10	5	19.721
Tegel	394			24	5	47.329
Spesi	394			21	5	41.413
Dinding	253		3,2	250	5	1.013.400
Sanitasi	394			20	5	39.441
Kolom	15	0,6	3,2	2400	5	207.360
TOTAL BEBAN MATI						3.060.281
BEBAN HIDUP						
Nama	p	l	t	massa jenis	n	total
Beban Hidup Apartemen	394			192	5	378.634
Koefisien Reduksi 20%						80,00
TOTAL BEBAN HIDUP						30.290.688
TOTAL BEBAN LANTAI 12-8						33.350.969
Lantai 7-3						
BEBAN MATI						
Nama	p	l	t	massa jenis	n	total
Pelat	394		0,12	2400	5	567.950
Balok 25/35	63	0,25	0,35	2400	5	66.334
Balok 35/55	35,6	0,35	0,55	2400	5	482.328
Balok 50/75	208,8	0,5	0,75	2400	5	160.200
Plafond	394			11	5	21.693
Penggantung	394			7	5	13.804
Plumbing	394			10	5	19.721
Tegel	394			24	5	47.329
Spesi	394			21	5	41.413
Dinding	253			250	5	1.013.400
Sanitasi	394		3,62	20	5	39.441
Kolom	15	0,7	3,62	2400	5	319.284
TOTAL BEBAN MATI						2.792.897
BEBAN HIDUP						
Nama	p	l	t	massa jenis	n	total
Beban Hidup Apartemen	394,41			192	5	378.634
Koefisien Reduksi 20%						80,00
TOTAL BEBAN HIDUP						30.290.688
TOTAL BEBAN LANTAI 7-3						33.083.585

**Tabel 6. 8 Rekapitulasi Beban Gravitasi**

Lantai 2- basement 1						
BEBAN MATI						
Nama	p	l	t	massa jenis	n	total
Pelat	818		0,12	2400	3	770.916
Balok 25/35	120,838	0,25	0,35	2400	3	95.406
Balok 35/55	35,6	0,35	0,55	2400	3	408.038
Balok 50/75	280,1	0,5	0,75	2400	3	143.640
Plafond	818			11	3	29.445
Penggantung	818			7	3	18.738
Plumbing	818			10	3	26.768
Tegel	818			24	3	64.243
Spesi	818			21	3	56.213
Dinding	526		4,45	250	3	1.262.400
Sanitasi	818			20	3	53.536
Kolom	27	0,8	4,45	2400	3	656.563
TOTAL BEBAN MATI						3.585.904
BEBAN HIDUP						
Nama	p	l	t	massa jenis	n	total
Beban Hidup Apartemen	818			192	3	471.197
Koefisien Reduksi 20%						80,00
TOTAL BEBAN HIDUP						37.695.744
TOTAL BEBAN LANTAI 2- basement 11						41.281.648
BEBAN MATI						
SW 1	6	67,5	0,4	2400		388.800
SW 2	6	67,5	0,4	2400		388.800
TOTAL BEBAN Shear Wall						777.600

$$DL + LL = 14964190 \text{ kg}$$

Beban yang dihitung pada pemodelan dalam ETABS yaitu sebagai berikut:

$$DL + LL \text{ (ETABS)} = 14899955 \text{ kg}$$

Didapat selisih sebesar 1% dengan perhitungan manual. Sehingga pemodelan struktur dianggap sesuai.

### 6.5.2 Periode Waktu Getar Alami Fundamental (T)

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ):

$$T_a = C_t \cdot h_n^x$$

Koefisien  $C_t$  dan  $x$  ditentukan dari Tabel 6.7 dan Tabel 6.8 berdasarkan SNI 1726:2012

**Tabel 6. 9 Koefisien untuk Batas Atas**

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, $S_{DI}$	Koefisien $C_u$
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq$	1,7

$$T_a = 0,0466 \times (62,8)^{0,9} = 1,934 \text{ s}$$

Dengan  $S_{DI} = 0,566$  maka didapatkan koefisien  $C_u = 1,4$

$$C_u \times T_a = 1,4 \times 2,064 = 2,708 \text{ s}$$

**Tabel 6. 10 Modal Periode dan Frekuensi Struktur**

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	2,013	0,497	3,1214	9,7432
Modal	2	1,948	0,513	3,2257	10,4052
Modal	3	1,63	0,613	3,8539	14,8527
Modal	4	0,654	1,529	9,6092	92,3361
Modal	5	0,628	1,593	10,007	100,1401
Modal	6	0,539	1,854	11,6465	135,6421
Modal	7	0,355	2,813	17,6754	312,4213
Modal	8	0,321	3,112	19,5546	382,3805
Modal	9	0,278	3,592	22,5702	509,4118
Modal	10	0,219	4,561	28,6582	821,2949
Modal	11	0,202	4,961	31,1727	971,7401
Modal	12	0,172	5,804	36,4658	1329,7557

Dari Tabel 4.16, T terbesar yang didapat dari analisis ETABS:

$$T_a < T_{etabs} < C_u \times T_a$$

$$1,934 < 2,013 < 2,708 \text{ s (OK)}$$

### 6.5.3 Koefisien Respons Seismik ( $C_s$ )

Koefisien respons seismik  $C_s$  harus ditentukan sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 7.8.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}$$

Dengan:

$S_{DS}$  = percepatan spektrum respons desain dalam rentan periode pendek

$R$  = faktor modifikasi respons

$I_e$  = faktor keutamaan gempa

$$S_{DS} = 0,607$$

$$R = 7$$

$$I_e = 1$$

$$C_s = \frac{0,607}{\frac{7}{1}} = 0,0867$$

Dan nilai  $C_s$  tidak perlu melebihi:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_3}\right)} = \frac{0,566}{2,013\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,0401$$

Dan nilai  $C_s$  harus tidak kurang dari:

$$C_s = 0,044 \times S_{DS} \times I_e = 0,044 \times 0,607 \times 1 = 0,0267$$

Maka nilai  $C_s$  diambil 0,0401

Perhitungan gaya geser (*base shear*) menggunakan SNI 1726:2012 dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \times W$$

Di mana:

$C_s$  = koefisien respons seismik

$W$  = berat seismik efektif

$$V_{statik} = 0,0401 \times 14899955 = 598493,69 \text{ kg}$$

Dari hasil analisis menggunakan program ETABS didapatkan nilai gaya geser dasar sebagai berikut:

**Tabel 6. 11 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa**

	Fx (kg)	Fy (kg)
Gempa X	350905,32	109956,13
Gempa Y	103659,61	353138,16

Kontrol:

- Arah X

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \times V_{\text{statik}} \\
 350905,32 &\geq 0,85 \times 598493,69 \\
 350905,32 &\geq 508719,63 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

- Arah Y

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \times V_{\text{statik}} \\
 353138,16 &\geq 0,85 \times 598493,69 \\
 353138,16 &\geq 508719,63 \text{ (NOT OK)}
 \end{aligned}$$

Dari kontrol di atas, analisis struktur masih belum memenuhi syarat nilai akhir respons. Maka harus diperbesar dengan faktor skala:

Arah x :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{xt}} = \frac{508719,63}{350905,32} = 1,45$$

Arah y :

$$\frac{0,85 \cdot V}{V_{yt}} = \frac{508719,63}{353138,16} = 1,441$$

Setelah dikali faktor skala di atas didapatkan gaya geser dasar sebagai berikut:

**Tabel 6. 12 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa setelah Dikalikan dengan Faktor Skala**

	Fx (kg)	Fy (kg)
Gempa X	508812,71	159436,38
Gempa Y	149373,49	508871,71

Kontrol:

- Arah X

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \times V_{\text{statik}} \\
 508812,71 &\geq 0,85 \times 598493,69 \\
 508812,71 &\geq 508719,63 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

- Arah Y

$$V_{\text{dinamik}} \geq 0,85 \times V_{\text{statik}}$$

$$508871,71 \geq 0,85 \times 598493,69$$

$$508871,71 \geq 508719,63 \text{ (OK)}$$

Dari kontrol di atas dapat disimpulkan bahwa analisis struktur bangunan ini masih memenuhi persyaratan SNI 1726:2012 pasal 7.8

#### 6.5.4 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726:2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90%.

**Tabel 6. 13 Modal Partisipasi Massa**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	2,013	0,688	0,007	0	0,688	0,007	0
Modal	2	1,948	0,007	0,678	0	0,696	0,685	0
Modal	3	1,630	0,003	0,000	0	0,698	0,685	0
Modal	4	0,654	0,121	0,000	0	0,820	0,685	0
Modal	5	0,628	0,000	0,138	0	0,820	0,823	0
Modal	6	0,539	0,004	0,001	0	0,823	0,824	0
Modal	7	0,355	0,050	0,000	0	0,873	0,824	0
Modal	8	0,321	0,001	0,054	0	0,874	0,878	0
Modal	9	0,278	0,004	0,001	0	0,878	0,880	0
Modal	10	0,219	0,028	0,001	0	0,905	0,880	0
Modal	11	0,202	0,001	0,030	0	0,907	0,910	0
Modal	12	0,172	0,001	0,001	0	0,908	0,911	0

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.



### 6.5.5 Kontrol Batas Simpangan antar Lantai (*Drift*)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_X = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I}$$

Dimana:

$\delta_x$  = defleksi pada lantai ke-x

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi ( =5.5) (SNI tabel 9)

$I$  = faktor keutamaan gedung ( = 1 )

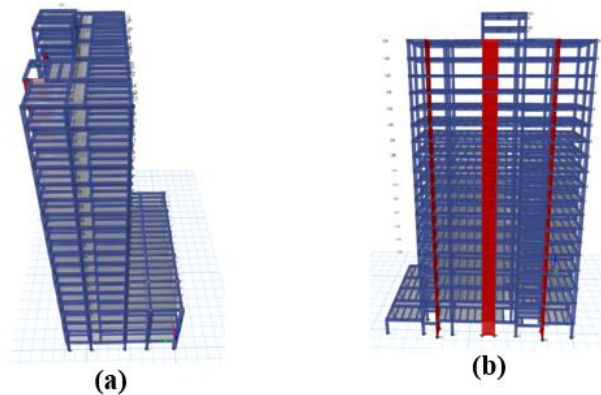
**Tabel 6. 14 Batas Simpangan Gedung**

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$	$0,007 h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

Untuk sistem struktur rangka pemikul momen khusus (dual system) , drift dibatasi sebesar :

$\Delta$  =  $0,020.h_{sx}$   
=  $0,020 \times 3800 = 76$  mm (Lantai basement)

$\Delta$  =  $0,020.h_{sx}$   
=  $0,020 \times 5500 = 110$  mm (Lantai 1 )



**Gambar 6. 5 Simpangan Gedung (a) Arah X (b) Arah Y**

**Tabel 6. 15 Gempa Arah X**

Tingkat	hi	$\delta x_e$	$\delta x$	Drift ( $\Delta n_x$ )	Syarat $\Delta a$	Ket
	m	m	m	m	m	
18	3,2	0,122111	0,6716	0,0152	0,0640	OK
17	3,2	0,119342	0,6564	0,0180	0,0640	OK
16	3,2	0,116077	0,6384	0,0206	0,0640	OK
15	3,2	0,112328	0,6178	0,0235	0,0640	OK
14	3,2	0,108051	0,5943	0,0264	0,0640	OK
13	3,2	0,103251	0,5679	0,0294	0,0640	OK
12	3,2	0,097914	0,5385	0,0311	0,0640	OK
11	3,2	0,092253	0,5074	0,0337	0,0640	OK
10	3,2	0,086128	0,4737	0,0360	0,0640	OK
9	3,2	0,079591	0,4378	0,0381	0,0640	OK
8	3,2	0,072671	0,3997	0,0405	0,0640	OK
7	3,2	0,06531	0,3592	0,0410	0,0640	OK
6	3,2	0,057855	0,3182	0,0428	0,0640	OK
5	3,2	0,050075	0,2754	0,0442	0,0640	OK
4	4	0,042042	0,2312	0,0578	0,0800	OK
3	4,5	0,031526	0,1734	0,0514	0,0900	OK
2	4	0,022187	0,1220	0,0500	0,0800	OK
1	5,5	0,013089	0,0720	0,0541	0,1100	OK
basement	3,8	0,003256	0,0179	0,0179	0,0760	OK

**Tabel 6. 16 Gempa Arah Y**

Tingkat	hi	δxe	δx	Drift (Δnx)	Syarat Δa	Ket
	m	m	m	m	m	
18	3,2	0,12123	0,6668	0,0190	0,0640	OK
17	3,2	0,117773	0,6478	0,0216	0,0640	OK
16	3,2	0,113845	0,6261	0,0238	0,0640	OK
15	3,2	0,109512	0,6023	0,0263	0,0640	OK
14	3,2	0,104736	0,5760	0,0286	0,0640	OK
13	3,2	0,099543	0,5475	0,0309	0,0640	OK
12	3,2	0,09392	0,5166	0,0318	0,0640	OK
11	3,2	0,088142	0,4848	0,0336	0,0640	OK
10	3,2	0,082025	0,4511	0,0351	0,0640	OK
9	3,2	0,075637	0,4160	0,0364	0,0640	OK
8	3,2	0,06901	0,3796	0,0381	0,0640	OK
7	3,2	0,062074	0,3414	0,0377	0,0640	OK
6	3,2	0,055212	0,3037	0,0392	0,0640	OK
5	3,2	0,048093	0,2645	0,0403	0,0640	OK
4	4	0,040768	0,2242	0,0518	0,0800	OK
3	4,5	0,031342	0,1724	0,0530	0,0900	OK
2	4	0,021701	0,1194	0,0489	0,0800	OK
1	5,5	0,012802	0,0704	0,0526	0,1100	OK
basement	3,8	0,003247	0,0179	0,0179	0,0760	OK

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu ETABS. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta n = \frac{(\delta 2 - \delta 1)Cd}{I} < \Delta a$$

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan

### 6.5.6 Kontrol Sistem Ganda

Untuk sistem ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

**Tabel 6. 17 Persentase Gaya Geser yang Mampu Dipikul Sistem Struktur**

Pemikul Gaya Geser	Arah X (kN)	%	Arah Y (kN)	%
Dinding Geser	3628,932	71%	3805,942	74,2%
Sistem Rangka	1428,230	29%	1323,361	25,8%
Total	5111,172	OK	5129,303	OK

Maka dari Tabel 6.15 konfigurasi dinding geser dan rangka memenuhi persyaratan.

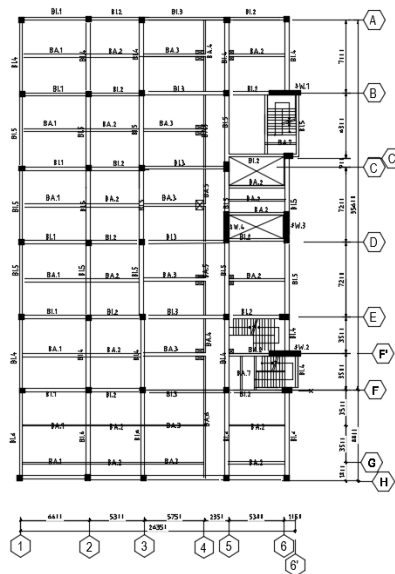
“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## BAB 7

### PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

#### 7.1 Umum

Struktur utama atau struktur primer adalah suatu komponen yang kekakuannya mempengaruhi perilaku dari suatu gedung. Struktur utama menahan semua kombinasi beban yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa gempa. Komponen balok induk, kolom dan dinding struktur geser (*shear wall*) merupakan komponen struktur primer. Berikut adalah perhitungan dalam perencanaan kebutuhan tulangan struktur primer tersebut.



**Gambar 7. 1 Denah Struktur Lt 1**

#### 7.2 Balok Induk

Balok induk yang direncanakan adalah balok induk dengan sistem pracetak. Penulangan lentur balok ini harus memperhatikan dua

kondisi, yaitu kondisi sebelum komposit dan setelah komposit. Dari dua kondisi tersebut dipilih tulangan yang lebih kritis untuk digunakan pada penulangan balok induk tersebut. Pada perhitungan akan dihitung Balok Induk BI.3 dengan bentang 8,1 m

Data Perencanaan :

Mutu beton ( $f'c$ ) = 40 MPa

Mutu baja tulangan ( $f_y$ ) = 40 MPa

Dimensi Balok Induk = 50/75 cm

Diameter tulangan longitudinal = 25 mm

Diameter tulangan sengkang = 13 mm



**Gambar 7. 2 Denah Pembalokan**

### 7.2.1 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Sebelum Komposit

Pada kondisi sebelum komposit, balok pracetak dimodelkan sebagai balok sederhana pada tumpuan dua sendi. Pembebanan yang digunakan untuk menghitung tulangan pada kondisi sebelum komposit adalah beban yang berasal dari pelat, *overlapping* dan berat balok itu sendiri. Perhitungan untuk pembebanan merata pada balok induk akan dihitung sebagai beban dengan konsep *tributary area*.

#### a. Pelat sebelum *overlapping*

##### Beban mati

Berat sendiri pelat pracetak =  $0,1 \times 2400$  = 240 kg/m<sup>2</sup>

Beban Hidup

Beban Pekerja  $= 100 \text{ kg/m}^2$

Dimensi balok induk sebelum komposit  $= 50/63$

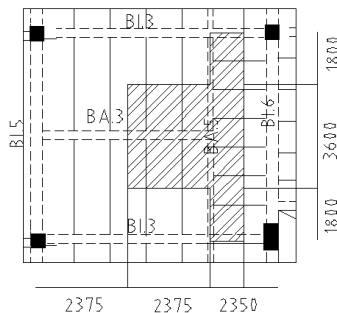
Bentang balok induk  $= 8,1 \text{ m}$

Pada kondisi sebelum komposit, balok hanya menerima beban mati dan hidup dari pelat pracetak, balok anak, dan berat balok induk itu sendiri.

Beban pada balok induk

Beban yang terjadi pada tiap balok induk adalah berat sendiri balok induk, berat titik akibat balok anak, dan berat ekuivalen pelat (segitiga)

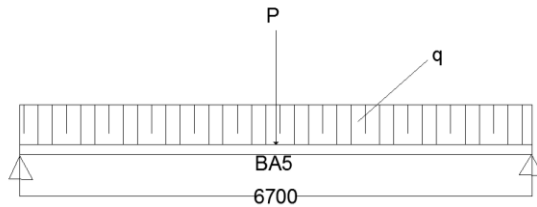
- Beban yang dipikul balok anak



**Gambar 7. 3 Beban yang Dipikul Balok Anak**

Beban balok anak 5 diddapat dari perhitungan struktur sekunder balok anak





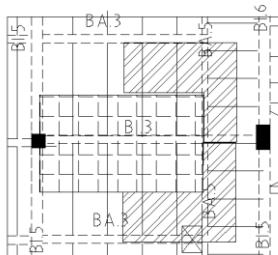
**Gambar 7. 4 Analisa beban yang Dipikul Balok Anak**

$$\begin{aligned}
 P &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\
 &= 1,2(2600,4) + 1,6(846) \\
 &= 4474,08 \text{ kg} \\
 Q &= 1,2(DL) + 1,6(LL) \\
 &= 1,2(657,6) + 1,6(235) \\
 &= 1165,12 \times 6,7 \\
 &= 7800,304 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Beban ini menjadi beban titik di balok induk sebesar

$$\begin{aligned}
 P &= 4474,08 + 7800,304 \\
 &= 12280,384 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Beban yang dipikul balok induk



**Gambar 7. 5 Beban yang Dipikul Balok Induk**

- Q sendiri

Berat balok induk = 1,2 DL

$$= 1,2 \times 0,5 \times (0,75 - 0,12) \times 2400$$

$$= 907,2 \text{ kg/m}$$

- Q Plat

-beban hidup

$$Q_L = 100 \times 3,6 = 360 \text{ kg/m}$$

-beban mati

$$Q_D = 0,12 \times 3,6 \times 2400 = 103,68 \text{ kg/m}$$

$$Q_{\text{plat}} = 1,2q_{DL} + 1,6q_{LL}$$

$$= 1,2(103,68) + 1,6(360)$$

$$= 700,416 \text{ kg/m}$$

- Gaya Dalam

$$R_b \times 8,1 = 12280,34 \times 5,75 + 907,2 \times 2,35 \times (5,75 + 2,35/2) +$$

$$(907,2 + 700,416) \times 5,75 \times 5,75/2$$

$$= 13821,16 \text{ kg}$$

$$V = 0$$

$$R_a = R_b - (Q_{\text{sendiri}} \times 2,35) - P - (Q_{\text{sendiri}} + Q_{\text{plat}}) \times 5,75$$

$$= 13821,16 - (907,2 \times 2,35) - 12280,34 - (1607,616) \times 5,75$$

$$= 9834,89 \text{ kg}$$

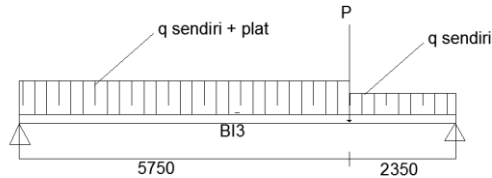
$$D = 0$$

$$X = 9834/1670 = 5,8$$

Karena terdapat P maka X terdapat tepat dibawah P

$$M \text{ di } P = R_b \times 2,35 + 700,416 \times 2,35 \times 2,35/2$$

$$= 34413,749 \text{ kgm}$$



**Gambar 7. 6 Pembebanan pada Balok Induk sebelum Komposit**

### Tulangan Lentur

Dimensi balok induk 50/63

Bentang balok induk 8 m

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 25 mm

$M_u = 34413,749 \text{ kgm}$

Tebal selimut = 40 mm

$d_x = 630 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 25 = 564,5 \text{ mm}$

$b = 500 \text{ mm}$

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0,25 \frac{\sqrt{40}}{390} = \mathbf{0,00405} \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359 \quad \text{SNI 2847-2013 10.5.1}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{300}{0,85 \times 40} = 11,47$$

### • Tulangan Lentur Lapangan

$M_u = 344137490 \text{ Nmm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{344137490}{0,9 \times 500 \times 565^2} = 2,399$$

$$\rho_{butuh} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 2,093}{390}} \right)$$

$$= 0,0064 > \rho_{min}$$

$$A_{s_{butuh}} = \rho b d = 0,0064 \times 5000 \times 564,5 = 1803 \text{ mm}^2$$

$$A_{sD25} = 491 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{butuh}}{As_{D25}} = \frac{1803}{491} = 3,67 \approx 4$$

Maka direncanakan menggunakan tulangan lentur lapangan 4D25

#### Kontrol regangan tarik

$$a = \frac{As \times fy}{0,85 \times f'c \times b} = \frac{1562 \times 390}{0,85 \times 40 \times 500} = 35,83$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35,83}{0,76} = 47,77$$

$$\varepsilon_t = \left( \frac{d}{c} - 1 \right) 0,003 = \left( \frac{564,5}{47,77} - 1 \right) 0,003 = 0,0324 \geq 0,005$$

### **7.2.2 Penulangan Lentur Balok Induk Melintang Sesudah Komposit**

Data - data yang akan digunakan dalam merencanakan balok induk ini adalah sebagai berikut:

Dimensi balok induk = 50/75 cm

Panjang balok induk = 8,1 m

Diameter tulangan utama = 25 mm

Diameter sengkang = 13 mm

Tebal selimut = 40 mm

$d = 750 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 25 = 684,5$  mm

$d' = 40 + 13 + \frac{1}{2} \times 25 = 65,5$  mm

$b = 500$  mm

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(40 - 28)}{7} = 0,76$$

SNI 2847:2013 pasal 10.2.7.3

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} = 0,25 \frac{\sqrt{40}}{390} = \mathbf{0,00405} \text{ atau}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} = 0,00359 \quad \text{SNI 2847-2013 10.5.1}$$

$$m = \frac{fy}{0,85f'c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$$

Desain balok induk dilakukan dengan tulangan rangkap, di mana untuk mendesain tulangan lentur diperhitungkan gaya gempa arah bolak-balik (kiri dan kanan) yang akan menghasilkan momen positif dan negatif pada tumpuan. Hasil perencanaan penulangan yang nantinya akan digunakan merupakan kombinasi dari perencanaan bertahap tersebut dengan mengambil jumlah tulangan yang terbesar.

Dari analisa *software* ETABS didapat nilai momen sebagai berikut :

M tumpuan negatif	= -623192100 Nmm
M tumpuan positif	= 86666800 Nmm
M lapangan	= 507814800 Nmm

#### a. Penulangan Tumpuan (balok dianggap persegi)

##### • Tulangan negatif tumpuan

Direncanakan menggunakan tulangan D25

$$M_u^{(-)} = 623192100 \text{ Nmm}$$

Pakai jumlah tulangan tarik,  $n = 6$  buah ( $A_s = 2946 \text{ mm}^2$ )

Pakai jumlah tulangan tekan,  $n' = 3$  buah ( $A_s' = 1473 \text{ mm}^2$ )

$$d = 750 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 684,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + (0,5 \times 25) = 65,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} = 0,76$$

##### ▪ Analisa tulangan rangkap

$$\rho = \frac{A_s}{b w \times d} = \frac{2946}{500 \times 684,5} = 0,0086$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b w \times d} = \frac{1473}{500 \times 684,5} = 0,0043$$

$$\rho - \rho' = 0,0086 - 0,0043 = 0,0043$$

$$\frac{0,85 \times f'c \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y} = \frac{0,85 \times 40 \times 0,76 \times 65,5}{390 \times 684,5} \times \frac{600}{600 - 390} = 0,0179 \geq \rho - \rho'$$

Maka tulangan tekan belum leleh

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,76 \times 40}{0,0179 \times 390} \times \frac{65,5}{684,5} \right| \leq 390$$

$$f'_s = 387,48 \leq 390 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil  $f'_s = 387,48 \text{ MPa}$  (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{2946 \times 390 - 1473 \times 387,48}{0,85 \times 500 \times 40} = 34,01 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d') \\ &= (2946 \times 390 - 1473 \times 387,48) \times \left( 684,5 - \frac{34,01}{2} \right) + 1473 \times 387,48 \times 619 \\ &= 739232794,2 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 739232794,2 \text{ Nmm} \\ &= 664409514,8 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$664409514,8 > 623192100 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

- **Tulangan positif tumpuan**

Direncanakan menggunakan tulangan D25

$$M_u^{(+)} = 86666800 \text{ Nmm}$$

Pakai jumlah tulangan tekan,  $n' = 6$  buah ( $A_s' = 2946 \text{ mm}^2$ )

Pakai jumlah tulangan tarik,  $n = 3$  buah ( $A_s = 1473 \text{ mm}^2$ )

$$d = 750 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 684,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + (0,5 \times 25) = 65,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} = 0,76$$

- **Analisa tulangan rangkap**

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{2946}{500 \times 684,5} = 0,0086$$

$$\rho' = \frac{As'}{bw \times d} = \frac{1473}{500 \times 684,5} = 0,0043$$

$$\rho - \rho' = -0,0086 + 0,0043 = -0,0043$$

$$\frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y} = \frac{0,85 \times 40 \times 0,76 \times 65,5}{390 \times 684,5} \times \frac{600}{600 - 390}$$

$$= 0,0179 \geq \rho - \rho'$$

Maka tulangan tekan belum leleh

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{(\rho - \rho') \times f_y} \times \frac{d'}{d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,76 \times 40}{0,0179 \times 390} \times \frac{65,5}{684,5} \right| \leq 390$$

$$f'_s = 387,48 \leq 390 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil  $f'_s = 387,48 \text{ MPa}$  (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{As \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{1473 \times 390 - 2946 \times 387,48}{0,85 \times 500 \times 40} = 33,35 \text{ mm}$$

$$M_n = (As \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d')$$

$$= (1473 \times 390 - 2946 \times 387,48) \times \left( 684,5 - \frac{33,35}{2} \right) + 2946 \times 387,48 \times 619$$

$$= 327910905,1 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 327910905,1 \text{ Nmm}$$

$$= 295119814,6 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$295119814,6 > 86666800 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

Maka tulangan yang direncanakan kuat menahan beban *ultimate* dari balok

### b. Penulangan Lapangan (balok dianggap balok T palsu)

Penulangan lentur lapangan didasarkan pada nilai momen yang terjadi di daerah lapangan. Besar momen lapangan yang terjadi di bagian balok melintang interior ialah sebesar  $M_u = 507814800 \text{ Nmm}$  (analisis ETABS).

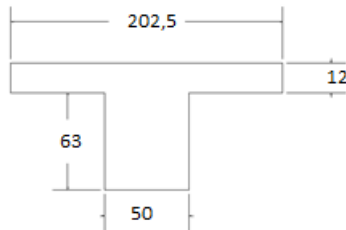
Sebelum dilakukan analisis desain perencanaan untuk tulangan lapangan perlu dilakukan cek apakah balok pada daerah lapangan tergolong balok T atau bukan dengan perumusan sebagai berikut:

$$be_1 = \frac{1}{4} \times L_b = \frac{1}{4} \times 810 = 202,5 \text{ cm}$$

$$be_2 = b_w + 16t = 50 + (16 \times 12) = 242 \text{ cm}$$

$$be_3 = \frac{1}{2} (L_b - b_w) = \frac{1}{2} (810 - 50) = 380 \text{ cm}$$

$$b = be = 202,5 \text{ cm}$$



**Gambar 7. 7 Balok T Palsu**

### ▪ Tulangan Lapangan

Direncanakan menggunakan tulangan D25

$$M_u^{(+)} = 507814800 \text{ Nmm}$$

Pakai jumlah tulangan tarik,  $n = 5$  buah ( $A_s = 2455 \text{ mm}^2$ )

Pakai jumlah tulangan tekan,  $n' = 2$  buah ( $A_s' = 982 \text{ mm}^2$ )

$$d = 750 - 40 - 13 - (0,5 \times 25) = 684,5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 13 + (0,5 \times 25) = 65,5 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(40-28)}{7} = 0,76$$



▪ **Analisa tulangan rangkap**

$$\rho = \frac{A_s}{b w \times d} = \frac{2455}{500 \times 684,5} = 0,00717$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b w \times d} = \frac{982}{500 \times 684,5} = 0,00431$$

$$\rho - \rho' = 0,00717 - 0,00286 = 0,0049$$

$$\frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1 \times d'}{f_y \times d} \times \frac{600}{600 - f_y} = \frac{0,85 \times 40 \times 0,76 \times 65,5}{390 \times 684,5} \times \frac{600}{600 - 390} = 0,0179 \geq \rho - \rho'$$

Maka tulangan tekan belum leleh

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c \times d'}{(\rho - \rho') \times f_y \times d} \right| \leq f_y$$

$$f'_s = 600 \times \left| 1 - \frac{0,85 \times 0,76 \times 40}{0,0179 \times 390} \times \frac{65,5}{684,5} \right| \leq 390$$

$$f'_s = 387,48 \leq 390 \text{ MPa (tulangan tekan dalam kondisi tarik)}$$

Maka diambil  $f'_s = 387,48 \text{ MPa}$  (dalam kondisi tarik)

$$a = \frac{A_s \times f_y - A'_s \times f'_s}{0,85 \times b \times f'_c} = \frac{2455 \times 390 - 982 \times 387,48}{0,85 \times 500 \times 40} = 36,24 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= (A_s \times f_y - A'_s \times f'_s) \times \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s \times f'_s \times (d - d') \\ &= (2455 \times 390 - 982 \times 387,48) \times \left( 684,5 - \frac{36,24}{2} \right) + 982 \times 387,48 \times 619 \\ &= 619997187 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 619997187 \text{ Nmm} \\ &= 557997468,3 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$557997468,3 > 507814800 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

▪ **Cek Balok T Palsu**

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 2455 \times 390 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 957450 \text{ N} \\
 C &= 0,85 \times f'_c \times b_e \times h_f \\
 &= 0,85 \times 40 \times 2025 \times 120 = 8262000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Karena  $C > T$ , maka balok dianggap sebagai balok T palsu, berperilaku sebagai balok persegi dengan lebar  $b_e$ ,

$$a = \frac{A_{s_{ada}} \times f_y}{0,85 \times b_w \times f'_c} = \frac{2455 \times 390}{0,85 \times 500 \times 40} = 56,32 < t = 120 \text{ mm}$$

$$\rho_{aktual} = \frac{A_s}{b_w \times d} = \frac{2455}{500 \times 684,5} = 0,00717 > \rho_{min} = 0,00405$$

$$\begin{aligned}
 \phi Mn &= \phi \times A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \times 2455 \times 390 \times \left( 684,5 - \frac{56,32}{2} \right) \\
 &= 565571459,7 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\phi M_n > M_u$$

$$565571459,7 > 507814800 \text{ Nmm (OK)}$$

Hasil dari penulangan setelah komposit adalah sebagai berikut:

- Tulangan Tumpuan
  - Tulangan atas = 6D25 ( $A_s = 2946$ )  $\text{mm}^2$
  - Tulangan bawah = 3D25 ( $A_s = 1473$ )  $\text{mm}^2$
- Tulangan Lapangan
  - Tulangan atas = 2D25 ( $A_s = 982$ )  $\text{mm}^2$
  - Tulangan bawah = 5D25 ( $A_s = 2455$ )  $\text{mm}^2$

### 7.2.3 Penulangan Geser dan Torsi

Sesuai peraturan SNI 2847:2013 pada pasal 11 mengenai geser dan torsi, perencanaan tulangan geser dan torsi mengikuti kaidah berikut ini: Perencanaan penampang yang diakibatkan oleh geser harus didasarkan pada perumusan:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{SNI 2847:2013 Pasal 11.1.1})$$

Dengan  $V_u$  merupakan gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau dan  $V_n$  merupakan kuat geser nominal yang ditinjau dari:

$$V_n = V_c + V_s$$

Di mana:

$V_u$  = Geser pada terfaktor penampang yang ditinjau

$\Phi$  = Faktor reduksi geser (0,75)

$V_n$  = Kuat geser nominal

$V_c$  = Kuat geser beton

$V_s$  = Kuat geser nominal tulangan geser

Sedangkan untuk perencanaan penampang yang diakibatkan oleh torsi harus didasarkan pada perumusan sebagai berikut:

$$\Phi T_n = T_u \text{ (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.5)}$$

Tulangan sengkang untuk torsi harus direncanakan berdasarkan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.3.6) sesuai persamaan berikut:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Di mana:

$T_n$  = Kuat momen torsi ( $T_c + T_s > T_u$  min)

$T_s$  = Kuat momen torsi nominal tulangan geser

$T_c$  = Kuat torsi nominal yang disumbangkan oleh beton

$A_o$  = Luas bruto yang dibatasi oleh lintasan aliran geser, mm

$A_t$  = Luas satu kaki sengkang tertutup yang menahan puntir dalam daerah sejarak  $s$ , mm<sup>2</sup>

$F_{yv}$  = kuat leleh tulangan sengkang torsi (MPa)

$S$  = Spasi tulangan geser atau puntir dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal

Sesuai peraturan (SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1) pengaruh torsi balok diabaikan bila momen torsi terfaktor  $T_u$  kurang dari:

$$\phi 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Di mana:

$\phi$  = Faktor reduksi kekuatan

$F'_c$  = Kuat tekan beton (MPa)

- $A_{cp}$  = Luas yang dibatasi oleh keliling luar penampang beton ( $\text{mm}^2$ )  
 $P_{cp}$  = Keliling luar penampang beton ( $\text{mm}^2$ )

▪ **Penulangan Geser Balok Balok Induk 8,1 meter**

Penulangan geser balok induk didasarkan pada SNI 2847:2013 pasal 21.3.3 di mana nilai gaya geser rencana (yang digunakan untuk perencanaan desain) bukan hanya pada gaya geser yang terjadi, tetapi harus memenuhi persyaratan yang ada sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.3.3.

- Jumlah gaya lintang yang terjadi akibat termobilisasinya kuat lentur nominal komponen struktur pada setiap ujung bentang bersihnya dan akibat beban gravitasi terfaktor.
- Gaya lintang maksimum yang diperoleh dari kombinasi beban rencana termasuk beban gempa di mana nilai beban gempa diambil sebesar dua kali lipat nilai yang ditentukan dalam peraturan perencanaan tahan gempa.

Dari perhitungan sebelumnya didapatkan penulangan tumpuan dan lapangan untuk balok dengan bentang 8 meter.

Perumusan perhitungan gaya lintang pada balok

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \left( \frac{W_u \times l_n}{2} + \frac{P_u}{2} \right)$$

Dari persyaratan yang telah ditetapkan di atas maka besarnya gaya geser rencana dilakukan dengan membandingkan nilai momen nominal ujung balok (pada muka kolom) ditambah dengan gaya geser beban gravitasi terfaktor.

▪ **Perhitungan Penulangan Geser Balok Induk Bentang 8,1 meter**

Nilai momen nominal maksimum dari cek momen tulangan nominal terpasang dengan asumsi tumpuan kiri dan kanan memiliki jumlah tulangan yang sama. Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1 persamaan yang digunakan dalam menghitung tulangan geser adalah sebagai berikut:

$$M_{pr} = A_s \times 1,25 \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s \times 1,25 \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

**Tabel 7. 1 Nilai Mpr Balok Induk**

Lokasi			Tul. Pasang	As (mm <sup>2</sup> )	a (mm)	Mpr (Nmm)
Tumpuan	Kiri	Atas	6	2946	85	933024350
		Bawah	3	1473	43	476092013
	Kanan	Atas	6	2946	85	933024350
		Bawah	3	1473	43	476092013

$$M_{pr1} = 933024350 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr2} = 476092013 \text{ Nmm}$$

$$L_n = 8,1 \text{ m}$$

### **Perhitungan beban pada balok induk**

Didapat dari pembebanan diatas. Maka beban pada balok induk:

$$P_u \text{ total} = 12280,384 \text{ kg}$$

$$q_u = 1607,61 \text{ kg/m}$$

$$V_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{W_u \times l_n + P_u}{2}$$

$$= \frac{933024350 + 476092013}{8100} \pm \frac{16076,1 \times 8,1 + 122803,84}{2}$$

$$V_u = 323298,4 \text{ N}$$

$$V_u = 47454,86 \text{ N}$$

### **- Pemasangan sengkang daerah sendi plastis**

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 bahwa tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , apabila:

1.  $M_{pr} \geq 0,5 \times \text{Total geser kombinasi gempa dan gravitasi}$

$$\frac{933024350+476092013}{8100} \geq 0,5 \times 323298,4 \text{ N}$$

$$173964,98 \text{ N} > 161649,2 \text{ N (OK)}$$

2. Gaya Aksial Tekan  $< 0,25 \cdot A_g \cdot f_c'$

Gaya aksial tekan pada balok sangat kecil

Karena gaya aksial terlalu kecil maka persyaratan memenuhi:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{323298,4}{0,75} = 431064,53 \text{ N}$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan D13 mm ( $A_v = 265,465 \text{ mm}^2$ )

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,4 \times 390 \times 684,5}{431064,53} = 164,36 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.2 bahwa sengkang harus disediakan di sepanjang sendi plastis pada kedua ujung balok dengan panjang  $2h = 2 \times 750 = 1500 \text{ mm}$  dengan jarak sengkang tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

1.  $d/4 = 684,5 / 4 = 171,125 \text{ mm}$
2.  $6 \times D_{\text{tul longitudinal}} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
3.  $150 \text{ mm}$

Dari persyaratan di atas maka diambil sengkang di daerah sendi plastis D13-100 mm. Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 100 mm dari muka tumpuan

#### • Pemasangan sengkang di luar sendi plastis

Nilai geser maksimum,  $V_u$ , di luar sendi plastis sebagai berikut:

$$V_u' = 323298,4 - 16076,1 \times (0,75 \times 2) = 292644,5 \text{ N}$$

Maka,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = \frac{\sqrt{40} \times 500 \times 684,5}{6}$$

$$= 360763,1764 \text{ N}$$

$$0,5\Phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 360763,176$$

$$= 135286,2 \text{ N} < V_u'$$

Maka dibutuhkan tulangan geser

$$V_s = \frac{V_u'}{\phi} - V_c = \frac{292644,5}{0,75} - 360763,1764 = 29429,49 \text{ N}$$

Jika dipakai begel 2 kaki dengan D13 mm ( $A_v = 265,465 \text{ mm}^2$ )

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,46 \times 390 \times 684,5}{29429,49} = 2407,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.4 bahwa jarak sengkang diluar sendi plastis di sepanjang balok tidak lebih dari:

$$s \leq d/2$$

$$684,5/2 = 342,25 \text{ mm}$$

Maka, dipakai sengkang di luar sendi plastis D13-300 mm.

#### ▪ Perhitungan Penulangan Torsi

Data perencanaan:

$$\text{Dimensi Balok Induk} = 500/750 \text{ mm}$$

$$T_u = 52693200 \text{ Nmm}$$

$$A_{cp} = 500 \times 750$$

$$= 375000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(500 + 750)$$

$$= 2500 \text{ mm}$$

Pada kasus ini balok induk termasuk torsi kompatibilitas di mana dapat terjadi redistribusi puntir sehingga berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 11.5.1 (a) maka momen puntir terfaktor maksimum dapat direduksi sesuai persamaan berikut:

$$T_u < \phi 0,083 \sqrt{30} \left( \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right)$$

$$52693200 < 0,75 \times 0,083 \times \sqrt{40} \frac{375000^2}{2500}$$

$$52693200 > 22145825,74 \text{ N}$$

Dengan demikian tulangan torsi dibutuhkan.

Dimensi penampang harus sebagai berikut:

$$\sqrt{\left( \frac{V_u}{b_w d} \right)^2 + \left( \frac{T_u P_h}{1,7 A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 0,66 \sqrt{f'_c} \right)$$

$$P_h = 2 \times (750 - 2 \times (40 + 13)) + 500 - 2 \times (40 + 13)) \\ = 2076 \text{ mm}$$

$$A_{oh} = (750 - 2 \times (40 + 13)) \times (500 - 2 \times (40 + 13)) \\ = 253736 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{323298,4}{500 \times 684,5}\right)^2 + \left(\frac{52693200 \times 2076}{1,7 \times 253736^2}\right)^2} \leq 0,75 \left(\frac{360763,17}{500 \times 684,5} + 0,66\sqrt{40}\right)$$

$$1,37 \leq 3,92 \text{ (OK)}$$

Desain penampang harus berdasarkan pada

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

Di mana :

$$\begin{aligned} A_o &= 0,85 A_{ho} \\ &= 0,85 (253736) \\ &= 215675,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ (struktur non-prategang)}$$

maka,

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{\frac{T_u}{\phi}}{2A_o f_{yt} \cot(45)} = \frac{52693200/0,75}{2 \times 215675,6 \times 390 \times 1} \\ &= 0,36 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\frac{A_t}{s} \text{ pakai} = 0,4 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} \text{ min} &= 0,175 \times \frac{bw}{f_{yt}} = 0,175 \times \frac{500}{390} \\ &= 0,224 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

#### • Luas Minimum Tulangan Torsi

$$Av + 2At = 0,062 \times \sqrt{f'c} \times bw \times \frac{s}{f_{yt}}$$

$$\frac{Av}{s} + \frac{2At}{s} = 0,062 \times \sqrt{f'c} \times \frac{bw}{f_{yt}}$$

Di sendi plastis

$$\begin{aligned} \frac{Av}{s} &= \frac{Vs}{fy \times d} = \frac{431064,53}{390 \times 684,5} \\ &= 1,61 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{Av}{s} + 2 \times \frac{At}{s}\right) = 2,41 \text{ mm}^2/\text{mm (OK)}$$

$$0,062 \times \sqrt{40} \times \frac{500}{390} = 0,503 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Di luar sendi plastis



$$\begin{aligned}
 \frac{Av}{s} &= \frac{Vs}{fy \times d} = \frac{390192}{390 \times 684,5} \\
 &= 1,46 \text{ mm}^2/\text{mm} \\
 \left(\frac{Av}{s} + 2 \times \frac{At}{s}\right) &= 1,86 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (OK)} \\
 0,062 \times \sqrt{40} \times \frac{500}{390} &= 0,503 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

#### ▪ Tulangan Longitudinal Torsi

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.7 luas tulangan torsi longitudinal dihitung dengan:

$$\begin{aligned}
 Al &= \left(\frac{At}{s}\right) \times Ph \times \left(\frac{fyt}{fy}\right) \cot^2(\theta) \\
 &= 0,4 \times 2076 \times \left(\frac{390}{390}\right) \times 1 \\
 &= 830,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$AD25 = 510 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{830,4}{510} = 1,62 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2D25 ( $A_1 = 1020 \text{ mm}^2$ ). Kontrol luas tulangan longitudinal total minimum menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.5.3:

$$\begin{aligned}
 Al_{min} &= \frac{0,42\sqrt{f'c} \times Acp}{fy} - \left(\frac{At}{s}\right) Ph \times \frac{fyt}{fy} \\
 1020 &\geq \frac{0,42\sqrt{40} \times 375000}{390} - 0,4 \times 2076 \times \frac{390}{390} \\
 &\geq 826 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan torsi longitudinal 2D25

#### 7.2.4 Kontrol lendutan

Komponen struktur beton yang mengalami lentur harus dirancang agar memiliki kekakuan cukup untuk batas deformasi yang akan memperlemah kemampuan layan struktur saat bekerja. Sesuai SNI 2847:2013 tabel 9.5(a), syarat tebal minimum balok apabila lendutan tidak dihitung adalah sebagai berikut:

Balok dengan dua tumpuan

$$h_{\min} = \frac{1}{16} \times L_b$$

Lendutan tidak perlu dihitung sebab sejak *preliminary design* telah direncanakan agar tinggi dari masing-masing tipe balok lebih besar dari persyaratan  $h_{\min}$

### 7.2.5 Kontrol retak

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 14.8.2.4 tulangan dari komponen struktur harus memberikan kekuatan desain

$$\phi M_n \geq M_{cr}$$

di mana  $M_{cr}$  harus diperoleh menggunakan modulus hancur,  $f_r$ , yang diberikan pada SNI 2847:2013 pasal 9.5.3.2

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

dan

$$f_r = 0,62 \lambda \sqrt{f_c}$$

dimana:

$M_{cr}$  = momen retak

$f_r$  = modulus hancur beton

$I_g$  = momen inersia penampang beton bruto

$y_t$  = jarak dari sumbu pusat penampang bruto ke muka Tarik

$\lambda$  = faktor modifikasi ( $\lambda = 1,0$  untuk beton berat normal)

$$\begin{aligned} f_r &= 0,62 \times 1 \times \sqrt{40} \\ &= 3,921 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$I_g = \left(\frac{1}{12}\right) \times 500 \times 750^3 = 1,757 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

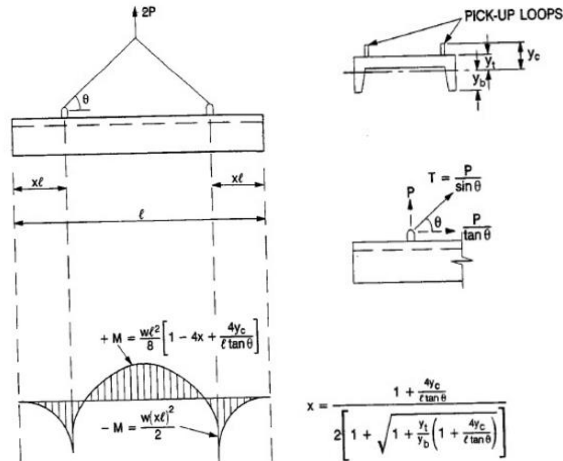
$$M_{cr} = \frac{3,921 \times 1,757 \times 10^{10}}{375} = 183711920 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n = 565571459, \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n \geq M_{cr} \text{ (OK)}$$

### 7.2.6 Pengangkatan Balok Induk

Balok anak pracetak dibuat di pabrik. Elemen balok harus dirancang untuk menghindari kerusakan pada saat pengangkatan. Titik pengangkatan dan kekuatan tulangan angkat harus menjamin keamanan elemen balok tersebut dari kerusakan.



**Gambar 7.8 Momen Saat Pengangkatan Balok Anak**  
(Sumber: *PCI Design Handbook 7<sup>th</sup> Edition Precast and Prestressed Concrete*)

Dimana :

$$+M = \frac{wL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Y_c}{L \times \tan(\theta)} \right)$$

$$-M = \frac{wX^2}{2}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4Y_c}{L \times \tan(\theta)}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{Y_t}{Y_b} \left( 1 + \frac{4Y_c}{L \times \tan(\theta)} \right)} \right)}$$

#### f. Kondisi sebelum komposit

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$h = 750 - 120 = 630 \text{ mm}$$

$$L = 8100 \text{ mm}$$

Perhitungan :

$$Y_t = Y_b = \frac{750-120}{2} = 315 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 500 \times 630^3 = 10418625000 \text{ mm}^4$$

$$= 1041862,5 \text{ cm}^4$$

Dikarenakan menggunakan tulangan produk peikko

$$Y_c = Y_t = 315 \text{ mm}$$

$$= 31,5 \text{ cm}$$

$$X = \frac{1 + \frac{4 \times 31,5}{810 \times \tan(45^\circ)}}{2 \left( 1 + \sqrt{1 + \left( 1 + \frac{4 \times 31,5}{810 \times \tan(45^\circ)} \right)} \right)} = 0,234$$

$$X \times L = 0,234 \times 8100 = 1896 \approx 1900 \text{ mm}$$

$$L - 2XL = 8100 - 2 \times 1800 = 4300 \text{ mm}$$

#### g. Perhitungan beban saat pengangkatan

$$\text{Balok} = 0,5 \times 0,63 \times 8,1 \times 2400$$

$$= 6123,6 \text{ kg}$$

$$T \sin(\alpha) = P = \frac{1,4 \times k \times W}{2}$$

$$= \frac{1,4 \times 1,3 \times 6123,6}{2}$$

$$= 5572,476 \text{ kg}$$

#### h. Tulangan angkat balok induk

**Tabel 7. 2 Jenka WAS Anchor**

Table 2: Dimensions Peikko JENKA WAS-Anchor

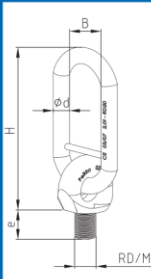
Article Nr.	Type	Dimensions				Load Capacity	Fs *
		ØD [mm]	h [mm]	e [mm]	Øds [mm]		
WAS12x105	12	15,0	105	22	8	500	5
WAS14x130	14	18,0	130	25	10	800	8
WAS16x165	16	21,0	165	27	12	1200	12
WAS18x175	18	24,0	175	34	14	1600	16
WAS20x195	20	27,0	195	35	14	2000	20
WAS24x240	24	31,0	240	43	16	2500	25
WAS30x300	30	40,0	300	56	20	4000	40
WAS36x380	36	47,0	380	68	25	6300	63
WAS42x450	42	54,0	450	80	28	8000	80

\* Fs= Allowed load force from 0° - 45°

(Note: A load force for a mass of 1 ton demands a force of approximately 10 kN)

#### Tabel 7. 3 Jenka Lifter

Table 18: Dimensions Paikko JENKA Lifter



Article Nr.	Type R or M	Dimensions				Load Capacity [kg]	Fs * [kN]	Fq * [kN]
		B [mm]	H [mm]	e [mm]	Ød [mm]			
JL12	12	50	150	19	13	500	5	2,5
JL14	14	50	150	21	13	800	8	4,0
JL16	16	50	150	24	13	1200	12	6,0
JL18	18	50	162	27	16	1600	16	8,0
JL20	20	50	162	29	16	2000	20	10,0
JL24	24	50	162	35	16	2500	25	12,5
JL30	30	50	177	43	22	4000	40	20,0
JL36	36	50	177	52	22	6300	63	31,5
JL42	42	65	218	60	26	8000	80	40,0
JL52	52	65	218	73	26	12500	125	62,5

\* Fs= Allowed load force from 0° - 45°

\* Fq= Allowed load force at 90°

(Note: A load force for a mass of 1 ton demands a force of approximately 10 kN)

Digunakan WAS Anchor tipe WS 36 x 380 dan Jenka Lifter tipe JL 36 yang mampu menahan beban sampai dengan 6300 kg

### i. Momen yang terjadi

Beban balok =  $0,5 \times 0,63 \times 2400 = 756 \text{ kg/m}$

k (beban kejut) = 1,3

yc = kedalaman WS 36x380 = 380 mm

$$\begin{aligned}
 +M &= \frac{WL^2}{8} \left( 1 - 4X + \frac{4Yc}{L \times \tan(\theta)} \right) \\
 &= \frac{756,2 \times 8,1^2}{8} \left( 1 - 4 \times 0,234 + \frac{4 \times 0,38}{8,1 \times \tan(45)} \right) \\
 &= 394,56 \text{ kgm} \\
 -M &= \frac{WXL^2}{2} \\
 &= \frac{361,2 \times 1,55^2}{2} \\
 &= 1364,58 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

### j. Tegangan yang terjadi

$$W_t = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{500 \times 630^2}{6} = 33075000 \text{ mm}^3$$

$$F = \frac{M}{W_t} = \frac{13645800}{33075000} = 0,119 \text{ MPa} \leq 0,7\sqrt{40} = 4,427 \text{ MPa (OK)}$$

**Tabel 7. 4 Rekapitulasi Balok**

	Satuan	Balok					
		B11	B12	B13	B14	B15	B16
Dimensi	cm	50/75	50/75	50/75	50/75	50/75	50/75
Bentang	mm	6600	5300	8100	7000	7200	8800
Fc	MPa	40	40	40	40	40	40
fy	MPa	390	390	390	390	390	390
pmin		0.00405	0.00405	0.00405	0.00405	0.00405	0.00405
m		11,47	11,47	11,47	11,47	11,47	11,47
Tulangan Long.	mm	25	25	25	25	25	25
Tulangan Sengkan	mm	13	13	13	13	13	13
Tulangan lentur sebelum komposit							
Sebelum overtopping							
Mu	kgm	22527,53	18090,29	34414,75	23892,83	24575,49	46293,97
pperlu		0,041	0,0041	0,0064	0,044	0,045	0,087
Tulangan		3D25	3D25	4D25	3D25	3D25	6D25
Tulangan lentur setelah komposit							
-Mu Tumpuan	kNm	285,68	338,82	623,19	399,56	356,95	706,14
+Mu Tumpuan	kNm	26,8	156,45	86,67	152,54	188,95	48,89
+Mu Lapangan	kNm	128,9	156,55	507,81	178,98	103,39	461,2
Analisa Tulangan Rangkap Tumpuan							
Tulangan Atas	buah	4 D25	4 D25	6 D25	4 D25	4 D25	7 D25
Tulangan Bawah	buah	2 D25	2 D25	3 D25	2 D25	2 D25	3 D25
Momen Negatif							
φMn	kNm	445,07	445,07	644,41	445,07	445,07	775,79
Momen Positif							
φMn	kNm	207,51	207,51	295,119	207,51	207,51	290,18
Analisa Tulangan Rangkap Lapangan							
Tulangan Atas	buah	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25
Tulangan Bawah	buah	2 D25	2 D25	5 D25	2 D25	2 D25	6 D25
φMn	kNm	236,88	236,88	565,57	236,88	236,88	669,19
Tulangan Geser							
Daerah Sendi Plastis							
Vu	kN	127,27	150,4	323,3	200,26	263,78	334,36
Vs	kN	169,69	200,53	431,07	267,01	351,71	445,81
Tulangan Sengkang	mm	Φ13	Φ13	Φ13	Φ13	Φ13	Φ13
Sbutuh	mm	262,28	221,95	164,36	166,69	126,55	146,27
Spakai	mm	150	150	100	100	100	100
Di Luar Sendi Plastis							
Vu'	N	109,05	136,14	292,64	181,27	198,97	302,65
Tulangan Sengkang	mm	Φ13	Φ13	Φ13	Φ13	Φ13	Φ13
Av	mm <sup>2</sup>	265,46	265,46	265,46	265,46	265,46	265,46
spakai	mm	300	300	300	300	300	300

Tabel 7. 5 Rekapitulasi Balok

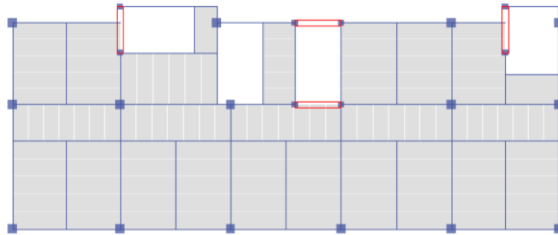
	Satuan	Balok					
		BI1	BI2	BI3	BI4	BI5	BI6
Penulangan Torsi							
Tu	kNm	15,13	17,27	52,69	23,6	22,03	59,71
Tn	kNm	20,17	23,03	70,25	31,47	29,37	79,61
At/s		0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
A1	mm2	1020	1020	1020	1020	1020	1020
A <sub>lmin</sub>	mm2	798,3	798,3	826	798,3	798,3	826
Tulangan Torsi	Mm	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25	2 D25
Kontrol Retak							
Mcr	kNm	183,71	183,71	183,71	183,71	183,71	183,71
φMn	kNm	236,88	236,88	565,57	236,88	236,88	669,19
Pengangkatan Balok							
X		0,229	0,235	0,234	0,228	0,227	0,231
XL	mm	1550	1250	1900	1650	1700	2050
L-2XL	mm	3500	2800	4300	3900	3700	4700
T	kg	4540,531111	3646,184074	5572,47	4815,714815	4953,306667	6054,04148
f <sub>yt</sub>	MPa	390	390	390	390	390	390
d tul angkat	mm	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25	2D25
Kontrol Tegangan Saat Pengangkatan Balok							
M(+)	kNmm	289,56	136,35	735,86	346,25	376,3	960
f	MPa	0,26	0,13	0,03	0,32	0,35	0,29
M(-)	kgm	789,67	513,58	1364,58	841,45	894,86	2891,15
f	MPa	0,73	0,48	0,119	0,78	0,83	0,87
f <sub>r</sub>	MPa	4,43	4,43	4,43	4,43	4,43	4,43

### 7.3 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Perencanaan kolom dibedakan menjadi 3 tipe kolom dengan data sebagai berikut :

- Dimensi kolom
  - Lt.basement- Lt.2: 80/80 cm
  - Lt.3-7 : 70/70 cm
  - Lt. 8-12 : 60/60 cm
  - Lt.13-18 : 50/50 cm
- Tebal decking (d') : 40 mm
- Mutu tulangan (f<sub>y</sub>) : 390 MPa

- Mutu beton ( $f'_c$ ) : 40 Mpa



**Gambar 7. 8 Denah Kolom**

### 7.3.1 Kontrol Dimensi Kolom

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 harus dipenuhi bila:

- Kolom sebagai penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial

- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari  $A_g \cdot f'_c / 10 = 800 \times 800 \times 40 / 10 = 2560000 \text{ N} = 2560 \text{ kN}$

karena 2560 kN ini lebih kecil dari beban aksial berfaktor maksimum dari ETABS (11012,21 kN) maka pasal tersebut di atas berlaku :

- Dimensi penampang terpendek 800 mm > 300 mm (Ok)
- Rasio  $b/h = 800/800 = 1 > 0,4$  (Ok)

### 7.3.2 Perencanaan Kolom

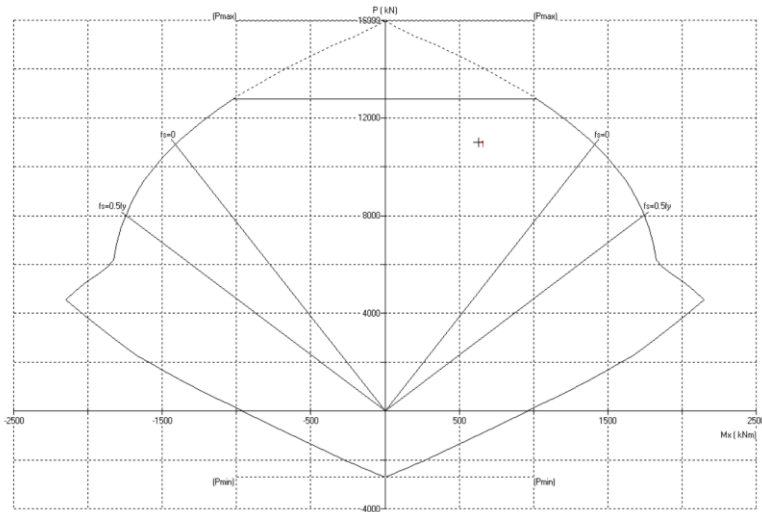
Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 80/80cm, yaitu :

$P_{u_{\max}}$	: 11012,21 KN
$V_{u_{\max}}$	: 269,96 KN
$T_{u_{\max}}$	: 8,59 KNm
$M_{u_{\max}}$	: 632,9 KNm



### 7.3.3 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



**Gambar 7. 9 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom**

$$\phi M_n = 1393 \text{ KNm} > M_u = 632,9 \text{ KNm} \dots \text{OK}$$

### 7.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_s$ , tidak boleh kurang dari  $0.01 A_g$  atau lebih dari  $0.06 A_g$ .

$$\begin{aligned} A_s &= 7740 \text{ mm}^2 \\ A_g &= 640000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal : 12D29, dengan rasio tulangan = 1,21 % (OK)

Berdasarkan SNI 2847:13, pasal 16.5.1.3 (a), kolom pracetak harus mempunyai kekuatan nominal dalam kondisi tarik tidak kurang dari  $1,4A_g$  dalam N

$$A_s \times f_y > 1,4 A_g$$

$$7740 \times 390 > 1,4 \times 640000$$

$$3018600 \text{ N} > 896000 \text{ N} \text{ ..(OK)}$$

### 7.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st})) \\ &= 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 40 \times (640000 - 7740) + 390 \times 7740) \end{aligned}$$

Dimana:

$$P_u = 11012,21 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 12 \times 645 = 7740 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

$$\phi P_n = 12748.03 \text{ KN} > P_u = 11012,21 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

### 7.3.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas, maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq 1,2 \times \sum M_{nb}$$

Di mana  $\sum M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\sum M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*.

Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan *strong column weak beam*. Dari *SpColumn* didapatkan nilai  $\phi M_{nc} = 1353 \text{ kNm}$

$$M_{nc} = \frac{1393}{\phi} = \frac{1393}{0,65} = 2143,08 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}(+) = 207,51 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}(-) = 644,41 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \times \Sigma M_{nb}$$

$$2 \times M_{nc} \geq 1,2 \times (M_{nb}(+) + M_{nb}(-))$$

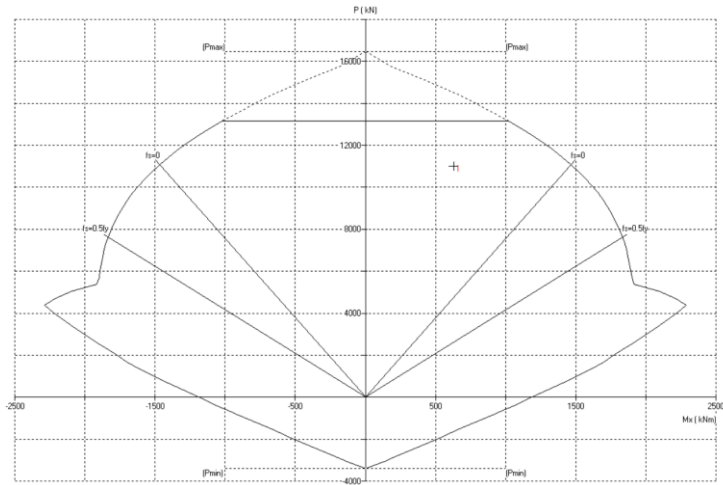
$$2 \times 2143,08 \geq 1,2 \times (207,51 + 644,41)$$

$$4286,16 \geq 1022,304 \text{ kNm (OK)}$$

### 7.3.7 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 390 = 487,5 \text{ Mpa}$$



**Gambar 7. 10 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom saat 1,25  $f_y$**

$$L_n = 4750 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 1487 \text{ KNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 1487}{4,75}$$

$$V_{ex} = 626,105 \text{ KN} > V_u = 269,96 \text{ KN} \dots OK$$

### 7.3.8 Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1, panjang  $s_o$  tidak boleh kurang dari yang terbesar dari ketentuan:

$$l_o \geq h = 800 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 4750 = 800 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

di mana  $s$  tidak boleh lebih besar dari (pasal 21.6.4.3):

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 800 = 200 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left( \frac{350 - 287}{3} \right) = 121 \text{ mm}$$

Dimana  $S_o$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Maka dipakai jarak sengkang ( $s$ ) = 100 mm

$A_{sh_{min}}$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$A_{sh} = \frac{0,3s.bc.f'_c}{f_{yt}} \left( \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right)$$

Dan

$$A_{sh} = 0,09 \frac{s.bc.f'_c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

$S$  = jarak spasi tulangan transversal (mm)

$b_c$  = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

$A_g$  = luasan penampang kolom (mm)

$A_{ch}$  = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

$F_{yt}$  = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi bahwa  $s = 100 \text{ mm}$ ,  $F_{yt} = 390 \text{ MPa}$ , selimut beton = 40 mm dan  $D = 16 \text{ mm}$ . sehingga diperoleh :

$$A_{sh} = \frac{0,3 \times 100 \times 704 \times 40}{390} \left( \left( \frac{640000}{495616} \right) - 1 \right) = 631,04 \text{ mm}^2$$

$$Ash = 0,09 \frac{100 \times 704 \times 40}{390} = 649,85 \text{ mm}^2$$

Sehingga dipakai 4Φ16-100 mm ( $A_v = 802,5 \text{ mm}^2$ ).

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14 \times Ag} \right) \sqrt{40} \times b \times d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{11012210}{14 \times 800 \times 800} \right) \sqrt{40} \times 800 \times 800 \\ &= 1533,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{Av \times fy \times d}{s} \\ &= \frac{802,5 \times 390 \times 800}{100} \\ &= 2503,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_s + V_c) &= 0,75(1533,83 + 2503,8) \\ &= 3028,22 \text{ kN} \geq Vu = 269,96 \text{ kN (OK)} \end{aligned}$$

Maka tulangan geser di sepanjang  $L_o = 800 \text{ mm}$  cukup untuk menahan gaya geser. Di luar panjang  $L_o$  sengkang harus dipasang dengan  $s$  lebih kecil dari  $6D = 96 \text{ mm}$  atau  $150 \text{ mm}$ , maka di luar  $L_o$  sengkang dipasang 4D16-150 mm

### 7.3.9 Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$\begin{aligned} Nu &= 11012,21 \text{ KN} \\ Tu &= 8,59 \text{ KNm} \\ Ag &= 640000 \text{ mm}^2 \\ A_{cp} &= 640000 \text{ mm}^2 \\ P_{cp} &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left( \frac{640000^2}{3200} \right) \sqrt{1 + \frac{11012210}{0.33 \cdot 640000 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 527,96 \text{ KNm}$$

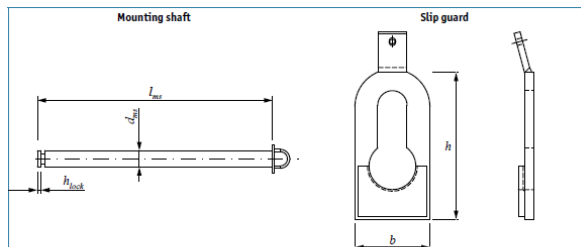
$$\begin{aligned}
 T_n &> T_u \\
 527,96 \text{ KNm} &> 8,59 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.

### 7.3.10 Pengangkatan Kolom Pracetak

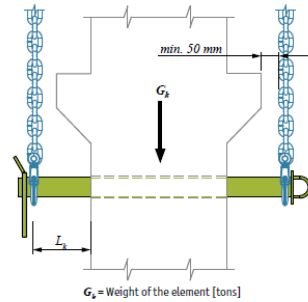
Tulangan angkat yang digunakan adalah *Colift Mounting System* dari *Peikko Group*. Dengan menggunakan sistem ini maka kolom diangkat secara vertikal. Sehingga memudahkan untuk instalasi kolom pracetak seperti pada gambar

**Tabel 7. 6 Spesifikasi *Peikko Mounting Shaft***



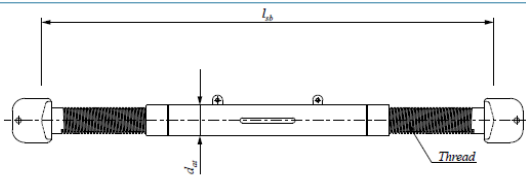
	Unit	MW d70	MW d90	MW d115	MW d140
$d_{ms}$	mm	70	90	115	140
$l_{ms}$	mm	1200	1400	1800	2000
$h_{lock}$	mm	15	18	23	33
$h$	mm	307	364	438	470
$b$	mm	170	190	220	240
Mounting shaft	kg	39	73	153	247
Slip guard	kg	5,9	9,4	15,3	22,3

Sumber: Brosur Peikko Mounting Shaft

Tabel 7. 7 Spesifikasi *Peikko Mounting Shaft*


$G_s$  = Weight of the element [tons]

Spacing Length		MW d70	MW d90	MW d115	MW d140
		SWL [t]	SWL [t]	SWL [t]	SWL [t]
$L_s$ [mm]	50	15.8	37.0	58.0	90.0
	250	7.0	15.5	26.5	45.5
	300	6.3	13.0	23.0	40.0
	350	5.6	11.5	20.0	35.5

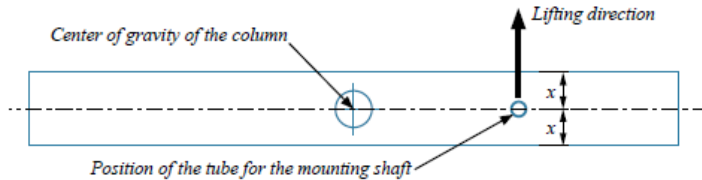
	Unit	PS 01	PS 02	PS 03
$d_{st}$	mm	121	121	121
Thread		M100 x 12	M100 x 12	M100 x 12
$L_{th, min}$	mm	1124	824	624
$L_{th, max}$	mm	1804	1204	904
Weight	kg	73	61	54

Sumber: Brosur Peikko Mounting Shaft

Sehingga digunakan *Rope Strut* tipe PS 01 dan *Mounting Shaft* tipe MW d90 dengan beban maksimum 15,5 ton = 15500 kg

$$\begin{aligned}
 L_k &= \text{Corbel} + 50 \\
 &= 200 + 50 \\
 &= 250 \text{ mm} \leq 250 \text{ mm} \text{ .. (OK)} \\
 L_{ms} &= \text{Kolom} + 2L_k \\
 &= 800 + 2 \times 250 \\
 &= 1300 \text{ mm} \leq 1400 \text{ mm} \text{ .. (OK)}
 \end{aligned}$$

Berat Kolom =  $0,8 \times 0,8 \times 5,5 \times 2400$   
 = 8448 kg < 15500kg (OK)  
 Diameter Lubang = 1,5 Diameter Mounting Shaft  
 =  $1,5 \times 90 = 135$  mm



**Gambar 7. 11 Letak Titik Angkat Kolom**

Sumber: Brosur Peikko Mounting Shaft

Letak *Mounting Shaft* diambil pada  $\frac{3}{4}$  ketinggian kolom

$h' = \frac{3}{4} \times 5,5 = 4,125$  m

Kontrol Tulangan tarik

Berat kolom yang menyebabkan tarik

$P_u = 0,8 \times 0,8 \times 4,125 \times 2400 = 6336$  kg

Tegangan ijin tarik dasar baja bertulang mutu  $f_y = 390$  Mpa

$\sigma_{tarik\ ijin} = 3900 = 39$  kg/mm<sup>2</sup>

$A_{st} = 12 \times 645 = 7740$  mm<sup>2</sup>

$P_n = 7740 \times 39 = 301860$  kg >  $P_u = 6336$  kg



**Gambar 7. 12 SS Mortar**



Kemudian lubang yang ditinggalkan dilakukan *grouting* menggunakan SS Mortar yang dapat mencapai kekuatan 30N/mm<sup>2</sup> dalam 24 jam dan 100N/mm<sup>2</sup> dalam 28 hari.

**Tabel 7. 8 Rekapitulasi Kolom**

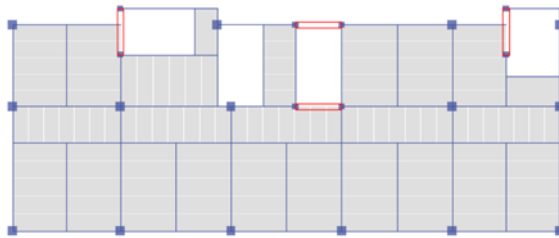
Parameter	Satuan	K1	K2	K3	K4
<b>Data Perencanaan</b>					
Dimensi	cm	80/80	70/70	60/60	50/50
Pu	kN	11.012,21	8.880,04	6270,494	3182,884
Vu	kN	269,96	426,23	361,6572	289,9096
Mu	kNm	632,91	867,80	533,5783	448,3286
Tu	kNm	8,59	9,63	5,4463	3,5493
Parameter	Satuan	K1	K2	K3	K4
<b>Kontrol Dimensi</b>					
f <sub>c</sub>	MPa	40	40	40	40
F <sub>y</sub>	MPa	390	390	390	390
Ag.f <sub>c</sub> /10	kN	2560	1960	1440	1000
Pu>Ag.f <sub>c</sub> /10	kontrol	OK	OK	OK	OK
b>400	kontrol	OK	OK	OK	OK
b/h>0.4	kontrol	OK	OK	OK	OK
<b>Penulangan Longitudinal</b>					
Tul. Pakai		12D29	12D29	12D29	12D29
As	mm <sup>2</sup>	7740	7740	7740	7740
Rho		1.21%	1,58%	2,15%	3,10%
1%<ρ<6%	kontrol	OK	OK	OK	OK
<b>Kontrol Aksial</b>					
φPn	kN	12.748,03	10.096,03	7.797,63	5.852,83
φPn>Pu	kontrol	OK	OK	OK	OK

<b>Kontrol Strong Column Weak Beam</b>					
$\Sigma M_{nc}$	kNm	4.286,16	2.485	1.840	1520
$\Sigma M_{nB}$	kNm	1022,3	1022,3	1022,3	1022,3
$\Sigma M_{nc} > 1.2 \Sigma M_{nb}$	kNm	OK	OK	OK	OK
<b>Gaya Geser Rencana</b>					
Mpr	kNm	1487	1003	749	590
ln	M	4,75	3,25	2,55	2,55
Ve	kN	626,105	617,231	587,451	462,745
$V_e > V_u \text{ max}$	kN	OK	OK	OK	OK
<b>Penulangan Geser</b>					
lo	M	0,8	0,7	0,6	0,5
s	mm	100	100	100	100
Ash	mm <sup>2</sup>	631,05	637,72	647,03	660,96
Ash	mm <sup>2</sup>	649,846	557,538	465,231	372,923
Av	m <sup>2</sup>	802,5	802,5	802,5	802,5
Sengkang pasang		4D16-100	4D16-100	4D16-100	4D16-100
Vc	kN	1533,829	1208,806	868,6253	513,2332
Vs	kN	2503,8	2190,825	1877,85	1564,875
$\phi(V_c + V_s)$	kN	3028,222	2549,723	2059,856	1558,581
$\phi(V_c + V_s) > V_u$		OK	OK	OK	OK
<b>Sengkang di luar lo</b>					
Tulangan Geser		4D16-150	4D16-150	4D16-151	4D16-152
<b>Torsi</b>					
Tn	mm	527,96	361,99	223,95	112,96
$T_n > T_u$	mm	OK	OK	OK	OK
<b>Pengangkatan</b>					
Lk	mm	250	250	250	250
Ls	mm	1300	1200	1100	1000

W	kg	8448	4704	2764,8	1920
Mounting Shaft		MW d90	MW d90	MW d70	MW d70
Rope Strut		PS 01	PS 01	PS 02	PS 02

## 7.4 Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser (*Shear Wall*) dalam struktur gedung berfungsi untuk menahan gaya geser dan momen – momen yang terjadi akibat gaya lateral. Dinding geser bekerja sebagai sebuah balok kantilever vertikal dan dalam menyediakan tahanan lateral, dinding geser menerima tekuk maupun geser. Dalam struktur bangunan ini dipakai *model section* dinding geser dengan tebal 40 cm. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser berdasarkan hasil analisis ETABS yang mempunyai gaya paling maksimum.



**Gambar 7. 13 Denah Dinding Geser**

Data perencanaan adalah sebagai berikut :

- Mutu beton ( $f'c$ ) = 40 MPa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 MPa
- Tebal dinding geser = 40 cm
- Bentang *shear wall* = 3 m (arah X) dan 3 m (arah Y)
- Tinggi *shear wall* = 66,6 m
- Tebal selimut beton = 40 mm

#### 7.4.1 Gaya Geser Rencana *Shear Wall*

Dinding geser harus mempunyai tulangan geser horizontal dan vertikal. Sebagai contoh perhitungan, akan direncanakan dinding geser pada lantai basement. Dari hasil analisis struktur dengan menggunakan program batu ETABS didapatkan kombinasi *envelope* beban maksimum sebagai berikut :

**Tabel 7. 9 Output Gaya Dalam Dinding Geser (ETABS)**

Kombinasi	Arah X			Arah Y		
	Aksial (kN)	Geser (kN)	Momen (kNm)	Aksial (kN)	Geser (kN)	Momen (kNm)
<i>Envelope</i>	16072,95	1935,47	11368,2	12061,3	1944,16	11629,7

#### 7.4.2 Kuat Aksial Rencana

Kuat aksial rencana dihitung berdasarkan (SNI 2847:2013 pasal 14.5.2)

$$\phi P_n = 0,55 \phi f'c \cdot Ag \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot lc}{32h} \right)^2 \right]$$

Di mana:

lc = panjang kolom

h = tebal dinding geser

k = faktor panjang efektif, di mana  $k = 0,8$

• Untuk arah X

Pu = 16281,01 kN

Ag =  $400 \times 3000 = 12 \times 10^5 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,55 \times 0,75 \times 40 \times 12 \times 10^5 \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 3800}{32 \times 400} \right)^2 \right] \\ &= 18683,15 \text{ kN} > P_u = 16072,95 \text{ kN} \text{ ..(OK)} \end{aligned}$$

• Untuk arah Y

Pu = 12061,3 kN

Ag =  $400 \times 3000 = 12 \times 10^5 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0,55 \times 0,75 \times 40 \times 12 \times 10^5 \left[ 1 - \left( \frac{0,8 \times 3800}{32 \times 400} \right)^2 \right] \\ &= 18683,15 \text{ kN} > P_u = 12061,3 \text{ kN} \text{ ..(OK)}\end{aligned}$$

#### 7.4.3 Pemeriksaan Tebal Dinding Geser

Tebal dinding dianggap cukup bila dihitung memenuhi (SNI 2847:2013, pasal 11.9.3)

$$\phi V_n = \phi 0,83 \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d \geq V_u$$

Di mana:

h = tebal dinding geser

d = 0,8 lw

##### • Untuk arah X

$V_u = 1935,47 \text{ kN}$

$d = 0,8 \times 3000$

$= 2400 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi 0,83 \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d \\ &= 0,75 \times 0,83 \sqrt{40} \times 400 \times 2400 \\ &= 3779,55 \text{ kN} > V_u = 1935,47 \text{ kN} \text{ ..(OK)}\end{aligned}$$

##### • Untuk arah Y

$V_u = 1944,16 \text{ kN}$

$d = 0,8 \times 3000$

$= 2400 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi 0,83 \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d \\ &= 0,75 \times 0,83 \sqrt{40} \times 400 \times 2400 \\ &= 3779,55 \text{ kN} > V_u = 1944,16 \text{ kN} \text{ ..(OK)}\end{aligned}$$

#### 7.4.4 Kuat Geser Beton

Perhitungan kuat geser yang disumbangkan oleh beton dihitung berdasarkan SNI 2847:2013, pasal 11.9.6

$$V_c = 0,27 \lambda \sqrt{f'c} \cdot h \cdot d + \frac{N_u \cdot d}{4l_w}$$

• Untuk arah X

$$P_u = 16281,01 \text{ kN}$$

$$V_u = 1935,47 \text{ kN}$$

$$l_w = 3000 \text{ mm}$$

$$d = 0,8 \times 3000$$

$$= 2400 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,27\sqrt{40} \times 400 \times 2400 + \frac{1935470 \times 2400}{4 \times 3000}$$

$$= 2026,41 \text{ kN}$$

$$0,5\Phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 2026,41$$

$$= 759,907 \text{ kN} < V_u = 1935,47 \text{ kN}$$

Maka dibutuhkan tulangan geser horizontal, di mana:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$A_v = \text{luas tulangan horizontal}$$

$$s = \text{jarak tulangan horizontal}$$

• Untuk arah Y

$$P_u = 12061,3 \text{ kN}$$

$$V_u = 1944,16 \text{ kN}$$

$$l_w = 3000 \text{ mm}$$

$$d = 0,8 \times 3000$$

$$= 2400 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,27\sqrt{40} \times 400 \times 2400 + \frac{12061300 \times 2400}{4 \times 3000}$$

$$= 4051,58 \text{ kN}$$

$$0,5\Phi V_c = 0,5 \times 0,75 \times 4051,58$$

$$= 1519,34 \text{ kN} < V_u = 1944,16 \text{ kN}$$

Maka dibutuhkan tulangan geser horizontal, di mana:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$A_v = \text{luas tulangan horizontal}$$

$$s = \text{jarak tulangan horizontal}$$

### 7.4.5 Penulangan Geser Dinding Geser

Sedikitnya harus dipakai dua lapis tulangan bila gaya geser di dalam bidang dinding di antara dua komponen batas melebihi  $0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \sqrt{f'c}$ , di mana  $A_{cv}$  adalah luas bruto yang dibatasi oleh tebal badan dan panjang penampang dinding (SNI 2847:2013 pasal 21.9.2.2).

• Arah X

$$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \sqrt{f'c} = 0,17 \times (3000 \times 400) \times 1 \times \sqrt{40} \\ = 1290,21 \text{ kN} < 1935,47 \text{ kN}$$

Maka diperlukan minimal dua lapis tulangan

• Arah Y

$$0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \sqrt{f'c} = 0,17 \times (3000 \times 400) \times 1 \times \sqrt{40} \\ = 1290,21 \text{ kN} < 1944,16 \text{ kN}$$

Maka diperlukan minimal dua lapis tulangan

### 7.4.6 Penulangan Geser Horizontal

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.2 rasio tulangan geser horizontal terhadap luas beton bruto penampang vertikal tidak boleh kurang dari 0,0025.

• Arah X

Spasi tulangan geser horizontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- $l_w/5 = 3000/5 = 600 \text{ mm}$
- $3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$
- 450 mm

Maka dipakai jarak tulangan  $s = 250 \text{ mm}$

Dipakai tulangan geser horizontal 2D13-250 mm ( $A_s = 258 \text{ mm}^2$ )

$$\rho_t = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{258}{400 \times 250} = 0,00258 > 0,0025 \text{ ..(OK)}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \\ = \frac{258 \times 400 \times 2400}{250} \\ = 990,72 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$\begin{aligned}
 &= 2026,41 + 990,72 \\
 &= 3017,13 \text{ kN} > V_u = 1935,47 \text{ kN} \text{ ..(OK)}
 \end{aligned}$$

• Arah Y

Spasi tulangan geser horizontal tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- d.  $l_w/5 = 3000/5 = 600 \text{ mm}$
- e.  $3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$
- f.  $450 \text{ mm}$

Maka dipakai jarak tulangan  $s = 250 \text{ mm}$

Dipakai tulangan geser horizontal 2D13-250 mm ( $A_s = 258 \text{ mm}^2$ )

$$\rho t = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{258}{400 \times 250} = 0,00258 > 0,0025 \text{ ..(OK)}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{258 \times 400 \times 240}{250} \\
 &= 990,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \\
 &= 4051,58 + 990,72 \\
 &= 5042,3 \text{ kN} > V_u = 1944,16 \text{ kN} \text{ ..(OK)}
 \end{aligned}$$

#### 7.4.7 Penulangan Geser Vertikal

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.9.9.4 rasio luas tulangan geser vertikal terhadap luas beton bruto penampang vertikal tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari:

$$0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho t - 0,0025) \text{ dan } 0,0025$$

• Arah X

$$0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{3800}{3000} \right) (0,00258 - 0,0025) = 0,002549$$

Spasi tulangan geser vertikal tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a.  $l_w/5 = 3000/5 = 600 \text{ mm}$



- b.  $3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$
- c.  $450 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan geser vertikal 2D13-250 mm ( $A_s = 258 \text{ mm}^2$ )

$$\rho l = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{258}{400 \times 250} = 0,00258 > 0,002549 \text{ ..(OK)}$$

• Arah Y

$$0,0025 + 0,5 \left( 2,5 - \frac{3800}{3000} \right) (0,00258 - 0,0025) = 0,002549$$

Spasi tulangan geser vertikal tidak boleh melebihi yang terkecil dari:

- a.  $lw/5 = 3000/5 = 600 \text{ mm}$
- b.  $3h = 3 \times 400 = 1200 \text{ mm}$
- c.  $450 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan geser vertikal 2D13-250 mm ( $A_s = 258 \text{ mm}^2$ )

$$\rho l = \frac{A_s}{h \times s} = \frac{258}{400 \times 250} = 0,00258 > 0,002549 \text{ ..(OK)}$$

#### 7.4.8 Boundary Element Kolom pada Dinding Geser

• Kontrol Dimensi Kolom

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 harus dipenuhi bila:

- Kolom sebagai penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial

- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari  $A_g \cdot f'_c / 10 = 400 \times 400 \times 40 / 10 = 640000 \text{ N} = 640 \text{ kN}$

karena  $640 \text{ kN}$  ini lebih kecil dari beban aksial berfaktor maksimum dari ETABS ( $4251,14 \text{ kN}$ ) maka pasal tersebut di atas berlaku :

- Dimensi penampang terpendek  $400 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$  (Ok)
- Rasio  $b/h = 400/400 = 1 > 0,4$  (Ok)

- Perencanaan Kolom

Berdasarkan hasil perhitungan ETABS diexport beban aksial dan momen dari semua kombinasi beban yang bekerja pada kolom 40/40cm, yaitu :

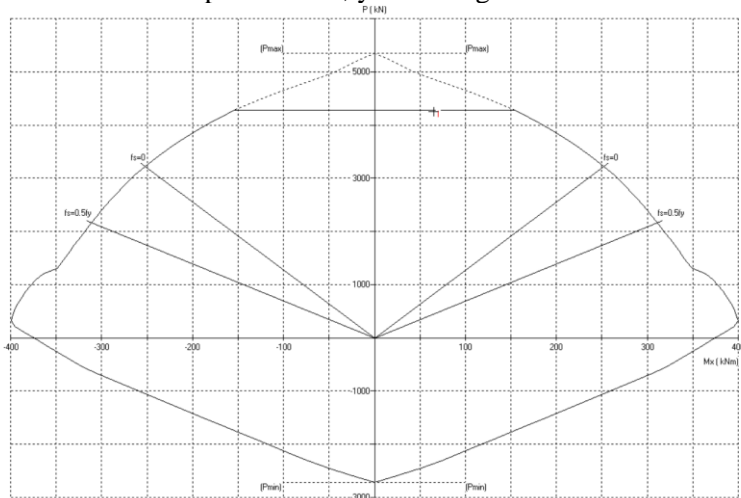
$P_{u_{max}}$  : 4251,14 KN

$V_{u_{max}}$  : 65,96 KN

$T_{u_{max}}$  : 0,83 KNm

#### Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



**Gambar 7. 14 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom**

$\phi M_n = 154 \text{ KNm} > M_u = 65,96 \text{ KNm} \dots \text{OK}$

#### Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Pada Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari  $0.01 A_g$  atau lebih dari  $0.06 A_g$ .

$$A_s = 7740 \text{ mm}^2$$

$$A_g = 160000 \text{ mm}^2$$

Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCA COL diperoleh Tulangan longitudinal : 12D29, dengan rasio tulangan = 4,81 % (OK)

- Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

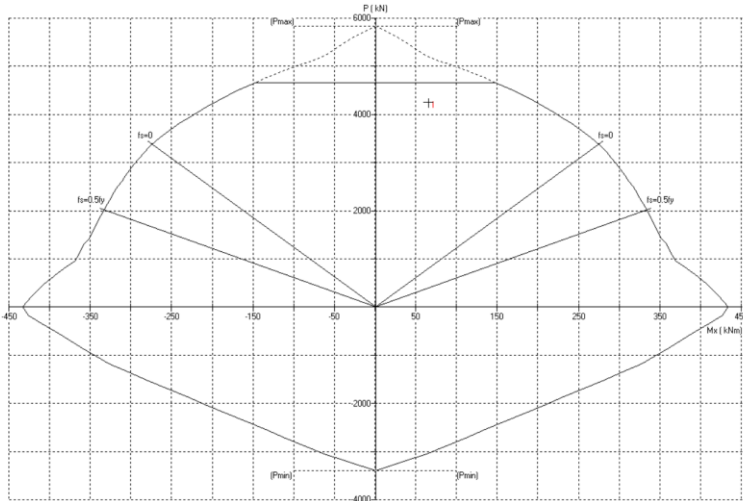
Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\begin{aligned}\phi P_n &= 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st})) \\ &= 0,8 \times 0,65 \times (0,85 \times 40 \times (160000 - 7740) + 390 \times 7740) \\ \phi P_n &= 4265,65 \text{ KN} > P_u = 4251,14 \text{ kN KN} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

- Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.1.

$$f_s = 1,25 \times f_y = 1,25 \times 390 = 487,5 \text{ Mpa}$$



**Gambar 7.15 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom saat 1,25  $f_y$**

$$L_n = 3300 \text{ mm}$$

$$M_{prx} = 200 \text{ KNm}$$

$$V_{ex} = \frac{2 \times M_{pr}}{L_n} = \frac{2 \times 200}{3,3}$$

$$V_{ex} = 121,21 \text{ KN} > V_u = 65,96 \text{ KN} \dots OK$$

- Perhitungan Tulangan Geser

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.1, panjang " $l_o$ " tidak boleh kurang dari yang terbesar dari ketentuan:

$$l_o \geq h = 400 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3300 = 550 \text{ mm}$$

$$l_o \geq 450 \text{ mm}$$

di mana s tidak boleh lebih besar dari (pasal 21.6.4.3):

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 29 = 174 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) = 100 + \left( \frac{350 - 287}{3} \right) = 121 \text{ mm}$$

Dimana  $S_o$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Maka dipakai jarak sengkang ( $s$ ) = 100 mm  
 $A_{sh_{min}}$  sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$Ash = \frac{0,3s.b.c.f'c}{f_{yt}} \left( \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right)$$

Dan

$$Ash = 0,09 \frac{s.b.c.f'c}{f_{yt}}$$

Keterangan :

$S$  = jarak spasi tulangan transversal (mm)

$b_c$  = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

$A_g$  = luasan penampang kolom (mm)

$A_{ch}$  = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

$F_{yt}$  = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan asumsi bahwa  $s = 100$  mm,  $F_{yt} = 390$  MPa, selimut beton = 40 mm dan  $D = 16$  mm. sehingga diperoleh :

$$Ash = \frac{0,3 \times 125 \times 304 \times 40}{390} \left( \left( \frac{160000}{92416} \right) - 1 \right) = 684,04 \text{ mm}^2$$

$$Ash = 0,09 \frac{125 \times 304 \times 40}{390} = 280,615 \text{ mm}^2$$

Sehingga dipakai  $4\Phi 16$ -125 mm ( $A_v = 802,5 \text{ mm}^2$ ).

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left( 1 + \frac{Nu}{14 \times A_g} \right) \sqrt{40} \times b \times d \\ &= 0,17 \left( 1 + \frac{4251140}{14 \times 400 \times 400} \right) \sqrt{40} \times 400 \times 400 \\ &= 498,507 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{802,5 \times 390 \times 400}{100} \\ &= 1251,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_s + V_c) &= 0,75(498,507 + 1251,9) \\ &= 1312,055 \text{ kN} \geq V_u = 65,96 \text{ kN} \text{ ..(OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol Kebutuhan Torsi

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 4251,14 \text{ kN}$$

$$T_u = 0,83 \text{ kNm}$$

$$A_g = 160000 \text{ mm}^2$$

$$A_{cp} = 160000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 1600 \text{ mm}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left( \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left( \frac{160000^2}{1600} \right) \sqrt{1 + \frac{4251140}{0.33 \cdot 160000 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 80,43 \text{ kNm}$$

$$T_n > T_u$$

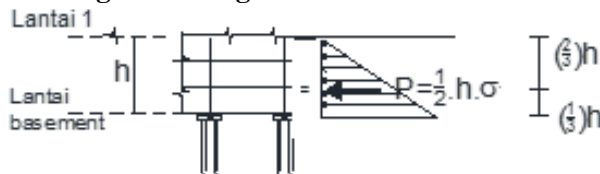
$$80,43 \text{ kNm} > 0,83 \text{ kNm}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.

## 7.5 Perencanaan Dinding Basement

Perencanaan *basement* menggunakan dinding geser yang juga difungsikan sebagai penahan tanah. Tinggi *basement* yang direncanakan memiliki ketinggian 3.8 m.

### 7.5.1 Penulangan Dinding Basement



**Gambar 7. 16 Gambar Diagram Tegangan yang Terjadi pada Dinding Basement**

Data perencanaan basement adalah sebagai berikut:

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 30 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

Tebal dinding *basement* ( $t$ ) = 400 mm

Diameter tulangan = 25 mm

Tinggi dinding *basement* = 3,8 m

Tebal selimut beton = 40 mm

$$d = 400 - 40 - 25 - \frac{25}{2} \\ = 322,5 \text{ mm}$$

Beban Lateral berdasarkan SNI1727:2013 untuk tanah lanau inorganik dan lempung 13,35 kN/m<sup>2</sup> per meter kedalaman. Sehingga pada kedalaman 3,8 meter didapat tekanan tanah lateral sebesar 50,73 kN/m.

Dari hasil analisis perhitungan tekanan tanah horizontal didapat:

$$P = 0,5 \times 3,8 \times 50,73 = 96,387 \text{ kN}$$

$$Mu = 36484000 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{36484000}{0,9} \\ = 40537777,78 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{40537777,78}{1000 \times 322,5^2} \\ = 0,3898$$

$$m = \frac{f_y}{0,85f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 40} \\ = 11,47$$

$\rho_{perlu}$

$$= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 0,3898}{390}} \right) \\ = 0,001005$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} \\ = 0,0035$$

$$\rho = 0,0035$$

$$As = \rho \times bw \times d = 0,0035 \times 1000 \times 322,5 \\ = 1128,75 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 AD25 &= 510 \text{ mm}^2 \\
 n &= \frac{As}{AD22} = \frac{1128,75}{510} \\
 &= 2,213 \approx 3 \\
 s &= \frac{1000}{n} = \frac{1000}{3} = 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan D25-300

### 7.5.2 Kontrol Ketebala Minimum Dinding *Basement*

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.5.3.2 yang menyatakan bahwa tebal dinding *basement* eksterior dan dinding pondasi tidak boleh kurang dari 190 mm.

Dinding *basement* yang dipakai 400 mm.

### 7.5.3 Kontrol Rasio Tulangan

Menurut SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 menyatakan bahwa rasio minimum luas tulangan horizontal terhadap luas beton bruto,  $\rho_t$ , harus 0,0025.

$$\frac{As}{bw \times d} = \frac{3 \times 510}{1000 \times 400} = 0,003825 \geq 0,0025 \text{ (OK)}$$



“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## **BAB 8**

### **PERENCANAAN SAMBUNGAN**

#### **8.1 Umum**

Sambungan berfungsi sebagai penyalur gaya-gaya yang dipikul oleh elemen struktur ke elemen struktur yang lainnya. Gaya-gaya tersebut untuk selanjutnya diteruskan ke pondasi. Selain itu desain sambungan dibuat untuk menciptakan kestabilan. Suatu sambungan diharapkan dapat mentransfer beberapa gaya secara bersamaan.

Sambungan basah relatif mudah dalam pelaksanaannya jika dibandingkan dengan sambungan kering (*non topping*) seperti *mechanical connection* dan *welding connection* yang cukup rumit. Untuk sambungan basah dalam daerah *joint*, diberikan tulangan yang dihitung berdasarkan panjang penyaluran dan sambungan lewatan. Selain itu juga dilakukan perhitungan geser friksi yaitu geser beton yang berbeda umurnya antara beton pracetak dengan beton *topping*. Di dalam pelaksanaan biasanya dipakai stud tulangan (*shear connector*) yang berfungsi sebagai penahan geser dan sebagai pengikat antara pelat pracetak dan pelat *topping* agar pelat bersifat secara monolit dalam satu kesatuan integritas struktur.

Sambungan antar elemen beton pracetak tersebut harus mempunyai cukup kekuatan, kekakuan dan dapat memberikan kebutuhan daktilitas yang disyaratkan.

Baik sambungan cor setempat maupun sambungan *grouting* sudah banyak dipergunakan sebagai salah satu pemecahan masalah dalam mendesain konstruksi pracetak yang setara dengan konstruksi cor setempat (*cast in situ*).

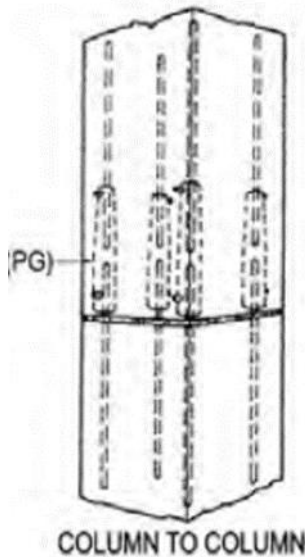
#### **8.2 Konsep Desain Sambungan**

Konsep desain sambungan pada perencanaan proyek Midtown Point Tanah Abang Jakarta Pusat ini adalah dengan menggunakan gabungan dari sambungan basah dan sambungan

mekanik. Sambungan mekanik direncanakan dengan menggunakan produk dari NMB Splice Sleeve.

Konsep penyaluran gaya dalam yang ada pada sambungan basah adalah dengan menggunakan panjang penyaluran dengan bantuan konsol pendek pada saat proses pencapaian penyambungan sebelum komposit sehingga mencapai kekuatan yang benar-benar monolit (menyatu dan berkesinambungan).

Untuk sambungan mekanik tulangan disatukan menggunakan *Splice Sleeve* kemudian di grout khusus dengan mortar mutu tinggi sehingga menjadi satu kesatuan.



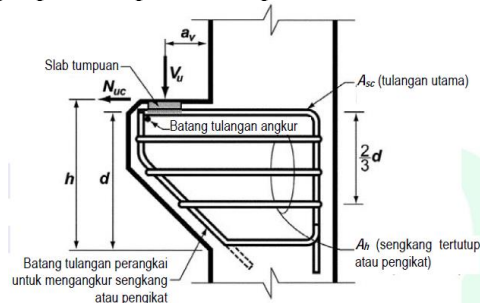
**Gambar 8. 1 Penyaluran Gaya Pada Sambungan Kolom**

Sumber: Brosur NMB Splice Sleeve

## 8.3 Perencanaan Sambungan Balok dan Kolom

### 8.3.1 Perencanaan Konsol pada Kolom

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan kolom dipergunakan sambungan dengan menggunakan konsol pendek. Balok induk diletakan pada konsol yang berada pada kolom yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada kolom tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 11.8 mengenai konsol pendek. Bentuk konsol pendek yang dipakai dapat dilihat pada Gambar 4.49 berikut ini:



**Gambar 8. 2 Detail Konsol Pendek**

Sumber: SNI 2847:2013

Ketentuan SNI 2847:2013 pasal 11.8 tentang perencanaan konsol pendek yang diatur sebagai berikut:

1. Perencanaan konsol pendek dengan rasio bentang geser terhadap tinggi  $a_v/d$  tidak lebih besar dari satu, dan dikenai gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ , tidak lebih besar daripada  $V_u$ . Tinggi efektif  $d$  harus ditentukan di muka tumpuan
2. Tinggi di tepi luar luas tumpuan tidak boleh kurang dari  $0,5d$
3. Penampang di muka tumpuan harus didesain untuk menahan secara bersamaan  $V_u$  suatu momen terfaktor  $V_{ua} + N_{uc}(h-d)$ , dan gaya tarik horizontal terfaktor,  $N_{uc}$ 
  - 1) Dalam semua perhitungan desain yang sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8,  $\phi$  harus diambil sama dengan 0,75
  - 2) Desain tulangan geser-friksi  $A_{vf}$  untuk menahan  $V_u$  harus sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.6:

- a) Untuk beton berat normal,  $V_n$  tidak boleh melebihi yang terkecil dari  $0,2 \times f'_c \times b_w \times d$ ,  $(3,3 + 0,08f'_c) b_w d$ , dan  $11 b_w d$ .
  - b) Untuk beton ringan atau ringan pasir,  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar dari yang lebih kecil dari  $(0,2 - 0,07 \frac{a}{d}) f'_c b_w d$  dan  $(5,5 - 1,9 \frac{a}{d}) b_w d$
  - c) Tulangan  $A_f$  untuk menahan terfaktor  $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$  harus dihitung menurut SNI 2847:2013 pasal 10.2 dan pasal 10.3
  - d) Tulangan  $A_n$  untuk menahan gaya tarik terfaktor  $N_{uc}$  harus ditentukan dari  $\phi A_n f_y \geq N_{uc}$ . Gaya tarik terfaktor,  $N_{uc}$  tidak boleh diambil kurang dari  $0,2V_u$  kecuali bila ketentuan dibuat untuk menghindari gaya tarik.  $N_{uc}$  harus dianggap sebagai beban hidup bahkan bilamana tarik yang dihasilkan dari kekangan rangkai, susut, atau perubahan suhu.
  - e) Luas tulangan Tarik utama  $A_{sc}$  tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari  $(A_f + A_n)$  dan  $(\frac{2A_{vf}}{3} + A_n)$
4. Luas total  $A_h$ , sengkang tertutup atau pengikat paralel terhadap tulangan tarik utama tidak boleh kurang dari  $0,5(A_{sc} - A_n)$ . Distribusikan  $A_h$  secara merata dalam  $(2/3)d$  bersebelahan dengan tulangan tarik utama
  5.  $\frac{A_{sc}}{b d}$  tidak boleh kurang dari  $0,04 \frac{f'_c}{f_y}$
  6. Pada muka depan konsol pendek, tulangan tarik utama  $A_s$  harus diangkur dengan salah satu dari berikut:
    - 1) Dengan las struktur pada batang tulangan transversal dengan sedikit berukuran sama; las didesain untuk mengembangkan  $f_y$  tulangan tarik utama;
    - 2) Dengan pembengkokan tulangan tarik utama menjadi bentuk tertutup horizontal; atau
    - 3) Dengan suatu cara pengangkurkan baik lainnya
  7. Luas tumpuan pada konsol pendek tidak boleh menonjol melampaui bagian lurus batang tulangan tarik utama  $A_s$ ,

ataupun menonjol melampaui muka dalam dari batang tulangan angkur transversal (bila batang tulangan tersebut disediakan).

### 8.3.2 Perhitungan Konsol pada Kolom

#### a. Data Perencanaan

$V_u$  output analisis dengan *software* ETABS = 323298,4 N

Dimensi Balok = 50/75

Dimensi konsol :

$b_w$  = 500 mm

$h$  = 400 mm

$d$  = 400 – 40 – 25 = 335 mm

$f'_c$  = 40 MPa

$f_y$  = 390 MPa

$a$  = 250 mm

Ketentuan yang digunakan dalam perencanaan konsol pendek sesuai dengan SNI 2847-2013 Pasal 11.8. Untuk dapat menggunakan SNI 2847-2013 Pasal 11.8, maka geometri konsol pendek serta gaya yang terjadi pada konsol pendek tersebut harus sesuai dengan yang diisyaratkan oleh SNI 2847:2013 Pasal 11.8.1. Syarat tersebut adalah sebagai berikut:

- $a/d = 250 / 335 = 0,747 < 1$  (OK)

- $N_{uc} \leq V_u$

$$N_{uc} = 0,2 \times 323298,4 = 64659,68 \text{ N}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.1, syarat nilai kuat geser

$V_n$  untuk beton normal adalah:

$$\begin{aligned} V_n &= \frac{V_u}{\phi} = \frac{323298,4}{0,75} \\ &= 431064,5 \text{ N} \end{aligned}$$

#### b. Menentukan Luas Tulangan Geser Friksi

Sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 11.8.3.2 (a), untuk beton normal, kuat geser  $V_n$  tidak boleh diambil lebih besar daripada:

$$\begin{aligned} 0,2 \times f'_c \times b_w \times d &= 0,2 \times 40 \times 500 \times 335 \\ &= 1340000 \text{ N} \geq V_n \end{aligned}$$

$$(3,3 + 0,08 \times f'c)bw \times d = (3,3 + 0,08 \times 40)500 \times 335$$

$$= 1088750 \text{ N} \geq Vn$$

$$11 \times bw \times d = 11 \times 500 \times 335$$

$$= 1842500 \text{ N} \geq Vn$$

$$\mu = 1,4$$

$$Avf = \frac{Vn}{fy \times \mu} = \frac{431064,5}{390 \times 1,4}$$

$$= 789,5 \text{ mm}^2$$

### c. Luas Tulangan Lentur

Perletakan yang akan digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengizinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $Nuc$  minimum.

$$Mu = Vu \times a + Nuc(h - d)$$

$$= 323298,4 \times 250 + 64659,68(400 - 335)$$

$$= 85027479,2 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{390}{0,85 \times 40}$$

$$= 11,47$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,75 \times bw \times d^2} = \frac{85027479,2}{0,75 \times 500 \times 335^2}$$

$$= 2,02$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 2,02}{390}} \right)$$

$$= 0,00534 \geq \rho_{min} = 0,0035$$

$$\rho = 0,00534$$

$$Af1 = \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times fy \times d} = \frac{85027479,2}{0,85 \times 0,75 \times 390 \times 335}$$

$$= 1020,9 \text{ mm}^2$$

$$Af2 = \rho \times bw \times d = 0,00534 \times 500 \times 335$$

$$\begin{aligned}
 &= 894,45 \text{ mm}^2 \\
 Af &= 1020,9 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan pokok As:

$$\begin{aligned}
 An &= \frac{Nuc}{\phi \times f_y} = \frac{64659,68}{0,75 \times 390} \\
 &= 221,03 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

**d. Pemilihan tulangan yang digunakan**

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.5

$$\begin{aligned}
 Asc &= Af + An = 1020,9 + 221,03 \\
 &= 1241,93 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Asc &= \left( \frac{2 \times Avf}{3} + An \right) = \left( \frac{2 \times 789,5}{3} + 221,03 \right) \\
 &= 747,363
 \end{aligned}$$

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.5

$$\begin{aligned}
 Ascmin &= 0,04 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) bw \times d = 0,04 \left( \frac{40}{400} \right) 500 \times 335 \\
 &= 670
 \end{aligned}$$

$$Asc = 1241,93 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan utama 3D25 (As = 1530 mm<sup>2</sup>)

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.4

$$\begin{aligned}
 Ah &= 0,5(As - An) = 0,5(1241,93 - 221,03) \\
 &= 510,45 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dan dipasang sengkang 4Φ13, dipasang di sepanjang (2/3)d = (2/3)335 = 233,33 mm ≈ 200 mm

**e. Luas Pelat Landasan**

$$\begin{aligned}
 Vu &= \phi \times 0,85 \times f'_c \times Al \\
 Al &= \frac{Vu}{\phi \times 0,85 \times f'_c} = \frac{323298,4}{0,75 \times 0,85 \times 40} \\
 &= 28516,51 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dipakai pelat landasan 200 x 300 mm<sup>2</sup> (60000 mm<sup>2</sup>) dengan tebal 15 mm.



### 8.3.3 Perhitungan Sambungan Balok dengan Kolom

Sistem sambungan antara balok dengan kolom pada perencanaan memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok, terutama tulangan pada bagian bawah yang nantinya akan dijangkarkan atau dikaitkan ke atas.

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$db = 25 \text{ mm}$$

$$Aspasang = 2946 \text{ mm}^2$$

#### a. Panjang Penyaluran Tulangan dalam Tekan

$$ldc = 0,24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \times db$$

$$= 0,24 \times \frac{390}{\sqrt{40}} \times 25$$

$$= 369,99 \text{ mm}$$

$$ldc = 0,043 \times f_y \times db = 0,043 \times 390 \times 25$$

$$= 419,25 \text{ mm}$$

$$ldmin = 419,25 \text{ mm}$$

$$ld = 420 \text{ mm}$$

#### b. Panjang Penyaluran Tulangan dalam Tarik

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1, maka :

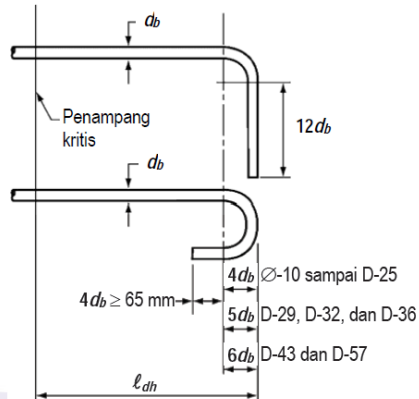
$$ldh \geq 8db = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 150 \text{ mm}$$

$$ldh \geq 0,24 \times \psi_e \times f_y \times \frac{db}{\sqrt{f'_c}}$$

$$\geq 0,24 \times 1 \times 390 \times \frac{25}{\sqrt{40}} = 369,99 \text{ mm}$$

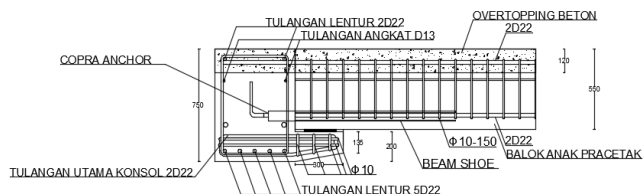
Maka dipakai  $ldh = 420 \text{ mm}$  dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar  $90^\circ$  sebesar  $12db = 12 \times 25 = 300 \text{ mm}$



**Gambar 8. 3 Detail Penyaluran Tulangan**  
Sumber : SNI 2847 : 2013

#### 8.4 Perencanaan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Pada perencanaan sambungan antara balok induk dan balok anak digunakan sambungan dengan konsol pendek. Balok anak diletakkan pada konsol yang berada pada balok induk yang kemudian dirangkai menjadi satu kesatuan. Perencanaan konsol pada balok induk tersebut mengikuti persyaratan yang diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 11.8 mengenai konsol pendek.



**Gambar 8. 4 Detail Sambungan Balok Induk Balok Anak**

##### 8.4.1 Perencanaan Konsol pada Balok Induk

Dari analisis struktur sekunder didapatkan:

$$V_u = 136501,1 \text{ N}$$

Data Perencanaan:

Dimensi balok anak 35/55

Dimensi konsol:

$$bw = 350 \text{ mm}$$

$$h = 185 \text{ mm}$$

$$cc = 40 \text{ mm}$$

$$d = 185 - 40 - 22$$

$$= 143 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$a = 125 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{d} = \frac{125}{150}$$

$$= 0,83 \geq 1 \text{ (OK)}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{136501,1}{0,75}$$

$$= 182001,47 \text{ N}$$

Sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.2 (a), syarat nilai kuat geser  $V_n$  untuk beton normal adalah:

$$0,2 \times f'_c \times bw \times d = 0,2 \times 40 \times 350 \times 150$$

$$= 420000 \text{ N} \geq V_n$$

$$(3,3 + 0,08 \cdot f'_c)bw \cdot d = (3,3 + 0,08 \times 40) \times 300 \times 150$$

$$= 341250 \text{ N} \geq V_n$$

$$11 \times bw \times d = 11 \times 350 \times 150$$

$$= 577500 \text{ N} \geq V_n$$

Luas Tulangan Geser Friksi:

Hubungan konsol dengan kolom monolit, beton normal maka nilai koefisien geser  $\mu = 1,4$

$$A_{vf} = \frac{V_n}{f_y \cdot \mu} = \frac{182001,47}{390 \times 1,4}$$

$$= 333,336 \text{ mm}^2$$

Luas Tulangan Lentur:

Perletakan yang digunakan dalam konsol pendek ini adalah sendi-rol yang mengizinkan adanya deformasi arah lateral ataupun horizontal, maka gaya horizontal akibat susut jangka panjang dan deformasi rangka balok tidak boleh terjadi. Maka sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.8.3.4, akan digunakan  $Nuc$  minimum.

$$Nuc = 0,2 \times Vu = 0,2 \times 136501,1 \\ = 27300,22 \text{ N}$$

$$Mu = Vu \cdot a + Nuc(h - d) \\ = 136501,1 \times 125 + 27300,22 (185 - 150) \\ = 18018145,2 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times f'c} = \frac{390}{0,85 \times 40} \\ = 11,47$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,75 \times bw \times d} = \frac{18018145,2}{0,75 \times 350 \times 150^2} \\ = 3,05$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) \\ = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 3,05}{390}} \right)$$

$$= 0,0082$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{390} \\ = 0,00359$$

$$\rho = 0,0082$$

$$Af1 = \frac{Mu}{0,85 \times \phi \times fy \times d} = \frac{18018145,2}{0,85 \times 0,75 \times 390 \times 150} \\ = 483,14 \text{ mm}^2$$

$$Af2 = \rho \times bw \times d = 0,0082 \times 350 \times 150 \\ = 430,5 \text{ mm}^2$$

$$Af = 483,14 \text{ mm}^2$$

Tulangan Pokok As:

$$An = \frac{Nuc}{\phi \times fy} = \frac{27300,22}{0,75 \times 390}$$

$$= 93,33 \text{ mm}^2$$

$$Asc = Af + An = 483,114 + 93,33$$

$$= 576,44 \text{ mm}^2 \text{ (kritis)}$$

$$Asc = \frac{2 \times Avf}{3} + An = \frac{2 \times 333,336}{3} + 93,33$$

$$= 315,554 \text{ mm}^2$$

$$Ascmin = 0,04 \left( \frac{f'c}{fy} \right) \times bw \times d = 0,04 \left( \frac{40}{390} \right) \times 350 \times 150$$

$$= 215,385 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan tulangan utama 2D22 ( $As = 774 \text{ mm}^2$ )

$$Ah = 0,5(Asc - An) = 0,5(576,44 - 93,33)$$

$$= 241,555 \text{ mm}^2$$

Maka digunakan sengkang 2  $\phi 10$  ( $Av = 314,16 \text{ mm}^2$ ), di sepanjang

$$\frac{2}{3}d = \frac{2}{3}150 = 100 \text{ mm}$$

Luas Pelat Landasan:

$$Vu = \phi 0,85 \times f'c \times Al$$

$$Al = \frac{Vu}{\phi \times 0,85 \times f'c} = \frac{136501,1}{0,75 \times 0,85 \times 40}$$

$$= 5352,98 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai pelat landasan  $150 \times 150$  ( $Al = 22500 \text{ mm}^2$ ) dengan tebal 15 mm.

#### 8.4.2 Perhitungan Sambungan Balok Induk dan Balok Anak

Sistem sambungan antara balok induk dengan balok anak pada perencanaan ini memanfaatkan panjang penyaluran dengan tulangan balok. Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$db = 22 \text{ mm}$$

##### a. Panjang Penyaluran Tekan

$$ldc \geq \frac{0,24fy}{\sqrt{f'c}} \times db = 0,24 \times \frac{390}{\sqrt{40}} 22 = 325,59 \text{ mm}$$

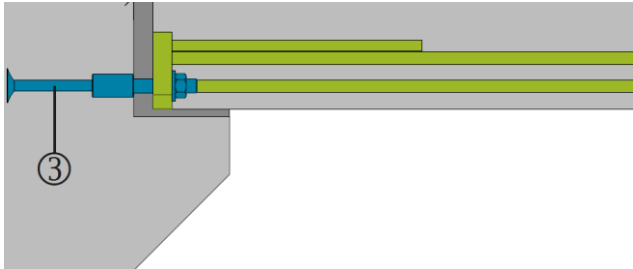
$$ldc \geq 0,043fy \times db = 0,043 \times 390 \times 22 = 368,94 \text{ mm}$$

$$ld = 368,94 \text{ mm}$$

$$\approx 380 \text{ mm}$$

Maka dipakai  $l_d = 380 \text{ mm}$

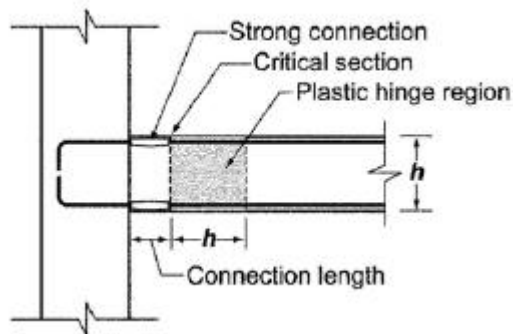
Dikarenakan balok induk yang digunakan juga merupakan elemen pracetak maka digunakan BECO Beam Shoe yang memiliki  $f_y > 1,5 \times f_y = 585 \text{ Mpa}$  sehingga termasuk kategori *mechanical splice* tipe 2 yang dihubungkan ke Copra Anchor. Sesuai dengan ACI 318-11 ps 21.1.6.2 *mechanical splices* dapat digunakan dilokasi manapun.



**Gambar 8. 5 Pemasangan BECO Beam Shoe**

Sumber : Brosur BECO Beam Shoe

Sambungan juga memenuhi ACI 318-11 ps 21.8.3 (c) dimana tulangan utama longitudinal harus dibuat menerus dari sambungan kuat dan daerah plastisnya



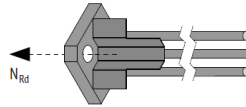
**Gambar 8. 6 Sambungan Kuat Balok**

Sumber: ACI 318-11

Berdasarkan kuat tarik maksimum yang dibutuhkan untuk 1 *beam shoe* maka dibutuhkan  $N_{rd} > 585 \times 390 = 222,3 \text{ KN}$

**Tabel 8. 1 Spesifikasi BECO BEAM SHOE**

Beam Shoe	Anchoring Coupler	$N_{Ra}$ [kN]
BECO 16H	COPRA 16H-...*	62
BECO 20H	COPRA 20H-...*	96
BECO 24H	COPRA 24H-...*	139
BECO 30H	COPRA 30H-...*	220
BECO 39H	COPRA 39H-...*	383
BECO 30P	COPRA 30P-...*	299
BECO 36P	COPRA 36P-...*	436
BECO 39P	COPRA 39P-...*	521
BECO 45P	COPRA 45P-...*	697
BECO 52P	COPRA 52P-...*	938



Digunakan Beco Beam Shoe 39H dan Copra L39H

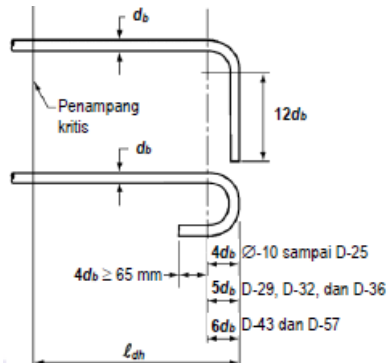
#### b. Panjang Penyaluran Tarik

$$l_{dh} \geq 8d_b = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq \frac{(0,24 \times \psi_e \times f_y)}{\sqrt{30}} d_b = \frac{(0,24 \times 1 \times 400)}{\sqrt{40}} 22 = 369,94 \text{ mm}$$

Maka dipakai  $l_{dh} = 380 \text{ mm}$  dengan panjang tekukan  $4d_b = 4 \times 22 = 88 \text{ mm} \approx 90 \text{ mm}$

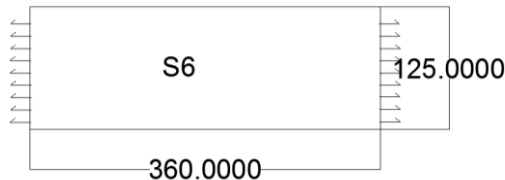


**Gambar 8. 7 Detail Penyaluran**

Sumber: SNI 2847:2013

### 8.5 Perencanaan Sambungan Pelat dan Balok

Sambungan antara balok dengan pelat mengandalkan adanya tulangan tumpuan yang dipasang memanjang melintas tegak lurus di atas balok (menghubungkan stud – stud pelat). Selanjutnya pelat pracetak yang sudah dihubungkan stud-studnya tersebut diberi overtopping dengan cor setempat.



**Gambar 8. 8 Penyaluran Tulangan Pelat**

#### Panjang Penyaluran Tulangan Pelat Tipe P1

Berdasarkan perhitungan pada bab sebelumnya, didapatkan hasil penulangan pada pelat tipe P1A sebagai berikut:

$$db = 12 \text{ mm}$$

Kondisi Tarik

Menurut SNI 2847:2013 12.2

$$ld \geq 300 \text{ mm}$$

$$\psi_t = 1$$

$$\psi_e = 1$$

$$\begin{aligned} \frac{ld}{db} &= \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e}{2,1 \times \sqrt{f'_c}} \\ &= \frac{f_y \times \psi_t \times \psi_e \times db}{2,1 \times \sqrt{f'_c}} = \frac{390 \times 1 \times 1 \times 12}{2,1 \times \sqrt{40}} \\ &= 352,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan panjang penyaluran 360 mm

Kondisi Tekan

Menurut SNI 2847:2013 12.3

$$ld \geq 200 \text{ mm}$$

$$ld \geq 0,043 \times db \times f_y = 0,043 \times 12 \times 390$$



$$\begin{aligned}
 &\geq 201,24 \text{ mm} \\
 ldb &= \frac{db \times fy}{4 \times \sqrt{f'c}} = \frac{12 \times 400}{4 \times \sqrt{40}} \\
 &= 182,58 \text{ mm} \\
 ld &= ldb \times \frac{Asperlu}{Aspasang} = 182,58 \times \frac{437,5}{471,24} \\
 &= 189,74 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang panjang penyaluran 360 mm

### 8.6 Tangga dan balok/ tangga ke shearwall

Panjang penyaluran diasumsikan menerima tekan dan juga menerima tarik, sehingga dalam perencanaan dihitung dalam dua kondisi, yaitu kondisi tarik dan kondisi tekan.

$$db = 13 \text{ mm}$$

#### a. Panjang Penyaluran Tulangan dalam Tekan

$$\begin{aligned}
 ldc &= 0,24 \times \frac{fy}{\sqrt{f'c}} \times db \\
 &= 0,24 \times \frac{390}{\sqrt{40}} \times 13 \\
 &= 192,39 \text{ mm} \\
 ldc &= 0,043 \times fy \times db = 0,043 \times 390 \times 13 \\
 &= 218 \text{ mm} \\
 ldmin &= 218 \text{ mm} \\
 ld &= 220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### b. Panjang Penyaluran Tulangan dalam Tarik

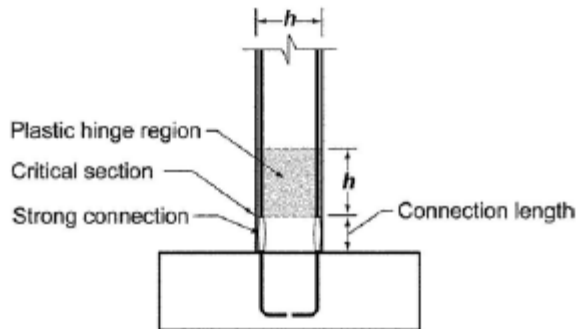
Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 12.5.1, maka :

$$\begin{aligned}
 ldh &\geq 8db = 8 \times 13 = 104 \text{ mm} \\
 ldh &\geq 150 \text{ mm} \\
 ldh &\geq 0,24 \times \psi e \times fy \times \frac{db}{\sqrt{f'c}} \\
 &\geq 0,24 \times 1 \times 390 \times \frac{13}{\sqrt{40}} = 192,39 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipakai ldh = 220 mm dengan bengkokan minimum panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom dengan panjang kait standar 90° sebesar 12db = 12 x 13 = 156 mm

### 8.7 Perencanaan Sambungan Kolom – Kolom dan Kolom -Poer

Perencanaan sambungan antar kolom memiliki konsep yang hampir sama dengan sambungan balok ke kolom yaitu dengan menggunakan *NMB Splice Sleeve*.



**Gambar 8. 9 Sambungan Kuat Kolom**

Sumber: ACI 318-11

$$\begin{aligned} A_{\text{pasang}} &= 7740 \text{ mm}^2 \text{ (12D29)} \\ A_{\text{tulangan}} &= 645 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

**Tabel 8. 2 Brosur *NMB Splice Sleeve***

**Steel Specification:** The material properties of the NMB Splice Sleeve® iron castings conform to proprietary specification based on ASTM A536-84. The Models 5U-X and 6U-X satisfy the ASTM A536 Grade 65-45-12 [minimum yield and tensile strength of 65,000 and 45,000 psi respectively], Model 7U-X through Model 14U-X, Model A11W, and Model SNX11 satisfy ASTM A536 [Grade 80-55-06] with a Grade of 65-60-06 [minimum yield and tensile strength of 85,000 and 60,000 psi respectively].

DIMENSIONS OF NMB SPLICE-SLEEVES*											RECOMMENDED REBAR EMBEDMENT LENGTH					
Sleeve No.	Bar Diameter	ASTM Bar Size		Sleeve Length (L) inch (mm)	Narrow End Diameter		Max. Dia. (B) inch (mm)	Wide End Diameter		Total Tolerance Inch (mm)	Factory Dowel (E1) inch (mm)		Field Dowel (E2) inch (mm)			SS Mortar lbs. per Sleeve (kg)
		U.S.	Metric		I.D. (C) inch (mm)	O.D. (C') inch (mm)		I.D. (A) inch (mm)	O.D. (A') inch (mm)		Min.	Max.	Min.	Avg.	Max.	
5U-X	0.625	#5	16 MM	9.65 (245)	0.87 (22)	1.50 (38)	1.81 (46)	1.26 (32)	0.63 (16)	1.89 (48)	4.13 (105)	4.33 (110)	4.13 (105)	4.33 (111)	4.92 (125)	1.26 (0.57)
6U-X	0.750	#6	20 MM	11.22 (282)	1.02 (26)	1.65 (42)	1.97 (50)	1.42 (36)	0.67 (17)	2.05 (52)	4.92 (125)	5.12 (130)	4.92 (125)	5.32 (135)	5.71 (145)	1.76 (0.80)
7U-X	0.875	#7	22 MM	12.80 (325)	1.14 (29)	1.77 (45)	2.28 (58)	1.73 (44)	0.86 (22)	2.36 (60)	5.71 (145)	5.91 (150)	5.71 (145)	6.11 (155)	6.50 (165)	2.65 (1.20)
8U-X	1.000	#8	25 MM	14.57 (370)	1.30 (33)	1.93 (49)	2.48 (63)	1.89 (48)	0.89 (23)	2.52 (65)	6.50 (165)	6.69 (170)	6.50 (165)	6.99 (178)	7.48 (190)	3.46 (1.57)
9U-X	1.128	#9	28 MM	16.34 (415)	1.42 (36)	2.06 (52)	2.60 (66)	2.01 (51)	0.89 (23)	2.67 (70)	7.40 (188)	7.56 (190)	7.40 (188)	7.88 (198)	8.35 (195)	3.95 (1.79)
10U-X	1.270	#10	32 MM	17.91 (455)	1.57 (40)	2.28 (58)	2.80 (71)	2.16 (55)	0.89 (23)	2.87 (73)	8.19 (208)	8.35 (212)	8.19 (208)	8.66 (220)	9.13 (232)	4.94 (2.24)
11U-X	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	2.40 (61)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.98 (228)	9.13 (232)	8.98 (228)	9.45 (240)	9.92 (252)	6.02 (2.73)
SHK11	1.410	#11	35 MM	19.09 (485)	1.69 (43)	3.03 (77)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.86 (225)	9.25 (228)	8.27 (210)	8.86 (225)	9.45 (240)	5.71 (2.59)
ALL1W	1.410	#11	35 MM	19.49 (485)	1.73 (44)	3.31 (84)	3.30 (84)	2.60 (66)	1.19 (30)	3.30 (84)	8.86 (225)	9.69 (240)	8.27 (210)	8.86 (228)	9.50 (241)	6.99 (3.17)
14U-X	1.693	#14	40 MM	24.41 (620)	2.01 (51)	2.80 (71)	3.46 (88)	2.60 (66)	0.91 (23)	3.46 (88)	11.42 (295)	11.61 (300)	11.42 (295)	11.91 (303)	12.40 (315)	9.17 (4.17)
18U	2.257	#18	57 MM	36.22 (920)	2.68 (68)	3.66 (93)	4.72 (120)	3.27 (83)	1.01 (26)	4.25 (108)	17.00 (432)	18.11 (460)	17.00 (432)	17.96 (446)	18.11 (446)	25.31 (11.48)

**Grout Specification:** The grout used in the NMB must be non-metallic, "SS Mortar®". Minimum grout strength requirements for ASTM A615 Grade 60 rebars:

Type 2 (ACI)	(100% $F_u = 150\%$ $F_y = 90$ ksi)	9,500 psi
Type 1 & AASHTO	(125% $F_y = 75$ ksi)	6,500 psi
Yield Strength	(100% $F_y = 60$ ksi)	3,000 psi

Digunakan *NMB Splice Sleeve* tipe 9U-X dengan diameter 29mm >  $d_b = 29$ mm dengan spesifikasi 85000 psi = 586 Mpa.  $1,5 F_y = 1,5 \times 390 = 585$  Mpa sehingga termasuk kategori *mechanical splice* tipe 2. Sesuai dengan ACI 318-11 ps 21.1.6.2 *mechanical splices* dapat digunakan dilokasi manapun. Dan digROUTING dengan *non shrinkage* SS Mortar tipe 2 yang memiliki kekuatan 9500 psi = 65,5 Mpa

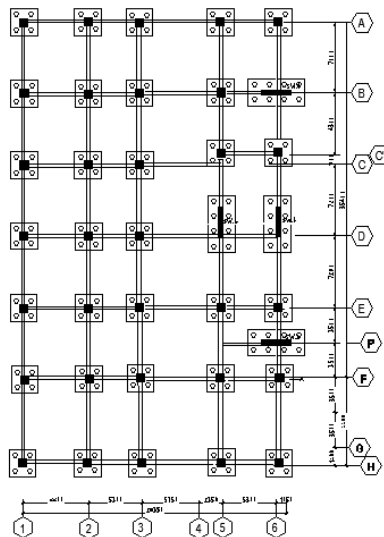
Sambungan juga harus memenuhi ACI 318-11 ps 21.8.3 (d) dimana  $\phi M_n = 1393$  KNm > 0,4 Mpr = 594,2 KNm dan  $\phi V_n = 3028,22$  kN >  $V_e = 626,105$  kN

## BAB 9

### PERENCANAAN PONDASI

#### 9.1 Umum

Perencanaan pondasi merupakan perencanaan struktur bawah bangunan. Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Pondasi pada gedung ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang jenis *pencil pile shoe* produk dari PT. WIKA (Wijaya Karya) Beton. Pada bab perencanaan pondasi pembahasan meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dan perencanaan poer (pile cap).



**Gambar 9. 1 Denah Pondasi**

#### 9.2 Beban Struktur

Beban struktur menentukan bagaimana perencanaan pondasi yang akan dilakukan. beban struktur disalurkan melalui kolom

kemudian ke tiang pancang. Beban yang bekerja pada pondasi dihitung menurut SNI 1726:2012 pasal 2.4.1 kombinasi beban untuk metoda tegangan ijin. Kombinasi beban-beban dibawah ini adalah kombinasi beban untuk menghitung tiang pancang dengan desain tegangan ijin.

- 1D
- D + L
- D + 0,75L
- D + 0,7E
- D + 0,75L + 0,75(0,7E)
- 0,6D + 0,7E

Dari kombinasi beban di atas dilakukan control dari masing-masing kombinasi untuk menentukan perhitungan jumlah tiang pancang, defleksi dan momen yang terjadi pada reaksi perletakan.

Output dari joint reaction ini kemudian dipilih sesuai kombinasi maksimum yang paling menentukan dalam perhitungan  $P_{ijin}$  1 tiang. Berikut ini adalah output dari *joint reaction* pada pondasi.

**Tabel 9. 1 Beban Pada K1**

Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
1D+1L	20,4168	11,0475	5715,476	-19,2915	24,7491	-0,0014
1D + 0,7 Ex Max Max	26,2228	19,67	5741,075	10,8775	73,9883	0,9446
1D + 0,7 Ey Max Max	20,6389	31,6901	6114,183	50,6064	37,2212	0,422
1 D	17,2778	9,6815	5032,04	-16,8192	20,9516	-0,0043
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	26,3408	18,1973	6076,393	2,0991	63,5772	0,7096
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	22,1529	27,2125	6356,224	31,8957	36,0019	0,3176
1D + 0,75 L	19,6321	10,706	5544,617	-18,6734	23,7997	-0,0021
0,6D + 0,7 Ex Max Max	19,3117	15,7973	3728,259	17,6052	65,6076	0,9464
0,6D + 0,7 EY Max Max	13,7278	27,8175	4101,367	57,334	28,8406	0,4237

**Tabel 9. 2 Beban Pada SW Y**

Load Case/Combo	tiang	Pijin	m	n	S		Q.group	Q.ijin	Q.group
	buah	ton	buah	buah	m		ton	ton	> Q.ijin
1D+1L	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	902,3842	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	1139,945	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	1434,722	OK
1 D	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	813,5302	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	1124,982	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	1292,06	OK
1D + 0,75 L	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	880,1707	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	814,5332	OK
0,6D + 0,7 EY Max Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1824,984	1467,99	OK

**Tabel 9. 3 Beban Pada SW X**

Load Case/Combo	tiang	Pijin	m	n	S		Q.group	Q.ijin	Q.group
	buah	ton	buah	buah	m		ton	ton	> Q.ijin
1D+1L	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	758,0148	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	1469,856	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	1014,827	OK
1 D	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	693,1415	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	1324,332	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	983,0603	OK
1D + 0,75 L	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	741,7965	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	1192,599	OK
0,6D + 0,7 EY Max Max	8	229,5	2	4	1,5	0,994	1824,984	737,5699	OK

### 9.3 Kriteria Design

#### 9.3.1 Spesifikasi Tiang Pancang

Pada perencanaan pondasi gedung ini, digunakan pondasi tiang pancang jenis *Prestressed Concrete Spun Piles* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton.

**Tabel 9. 4 Spesifikasi Tiang Pancang**

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm <sup>2</sup> )	Section Inertia (cm <sup>4</sup> )	Unit Weight (kg/m)	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Ultimate (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
					C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
500	90	1,159.25	255,324.30	290	A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
					B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
600	100	1,570.80	510,508.81	393	A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20

1. Tiang pancang beton pracetak (*precast concrete pile*) dengan bentuk penampang bulat.
2. Mutu beton tiang pancang  $f_c' = 52$  Mpa.

Berikut ini, spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan,

- *Outside Diameter (D)* : 600 mm
- *Wall Thickness* : 100 mm
- *Class* : C
- *Concrete Cross Section* : 1570 cm<sup>2</sup>
- *Unit Weight* : 393 kg/m
- *Length* : 6-20 m
- *Bending momen crack* : 29 tm
- *Bending momen ultimate* : 58 tm
- *Allowable axial Load* : 229,5 ton

### 9.3.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Dari hasil data tanah yang didapatkan dari PT Wika Beton digunakan contoh untuk kedalaman 44 m dengan diameter tiang pancang 600 mm (lihat **Tabel 9.5**).

Dari data tanah tersebut kemudian dihitung menggunakan persamaan *Luciano Decourt* :  $Q_N = Q_p + Q_s$

Di mana:

$$\begin{aligned} Q_p &= (N_p \cdot K) A_p \\ &= (22,71 \times 20) \times 0,283 \\ &= 128,44 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \left( \frac{N_s}{3} + 1 \right) A_s \\ &= \left( \frac{17,31}{3} + 1 \right) 82,94 \\ &= 561,46 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_l &= Q_p + Q_s \\ &= 128,44 + 561,46 \\ &= 689,91 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= \frac{Q_l}{SF} = \frac{689,91}{3} \\ &= 229,97 \text{ t} \end{aligned}$$



**Tabel 9. 5 Hasil SPT**

Qp							Qs					Qu (ton)
Kedalaman m	N lap	N' koreksi	Np	K t/m2	$\alpha$	Qp (ton)	Ns	Ns'	As (Luas se	$\beta$	Qs (ton)	SF=3
0	0	0	1,285714	20	1	7,270543	3	3	0	1	0	2,423514
0,5	0	0	1,5	20	1	8,4823	3	3	0,942478	1	1,884956	3,455752
1	0	0	1,444444	20	1	8,168141	3	3	1,884956	1	3,769911	3,979351
1,5	0	0	1,4	20	1	7,916813	3	3	2,827433	1	5,654867	4,523893
2	3	3	1,363636	20	1	7,711182	3	3	3,769911	1	7,539822	5,083668
2,5	3	3	1,333333	20	1	7,539822	3	3	4,712389	1	9,424778	5,654867
3	3	3	1,384615	20	1	7,829816	3	3	5,654867	1	11,30973	6,37985
3,5	3	3	1,538462	20	1	8,699795	3	3	6,597345	1	13,19469	7,298161
4	1	1	1,692308	20	1	9,569775	3	3	7,539822	1	15,07964	8,216473
4,5	1	1	1,846154	20	1	10,43975	3	3	8,4823	1	16,9646	9,134785
5	1	1	2	20	1	11,30973	3	3	9,424778	1	18,84956	10,0531
5,5	1	1	1,923077	20	1	10,87474	3	3	10,36726	1	20,73451	10,53642
6	2	2	1,846154	25	1	13,04969	3	3	11,30973	1	22,61947	11,88972
6,5	2	2	1,769231	25	1	12,50596	3	3	12,25221	1	24,50442	12,33679
7	2	2	1,692308	25	1	11,96222	3	3	13,19469	1	26,38938	12,78387
7,5	2	2	1,769231	25	1	12,50596	3	3	14,13717	1	28,27433	13,59343
8	2	2	1,846154	25	1	13,04969	3	3	15,07964	1	30,15929	14,40299
8,5	2	2	1,923077	25	1	13,59343	3	3	16,02212	1	32,04425	15,21256
9	2	2	2,230769	25	1	15,76838	3	3	16,9646	1	33,9292	16,56586
9,5	2	2	2,461538	25	1	17,39959	3	3	17,90708	1	35,81416	17,73792
10	2	2	2,692308	25	1	19,0308	3	3	18,84956	1	37,69911	18,90997

10,5	2	2	2,923077	25	1	20,66201	3	3	19,79203	1	39,58407	20,08203
11	2	2	3,692308	25	1	26,09939	3	3	20,73451	1	41,46902	22,5228
11,5	2	2	4,461538	25	1	31,53676	3	3	21,67699	1	43,35398	24,96358
12	5	5	5,230769	25	1	36,97413	5	3,08	22,61947	1	45,84212	27,60542
12,5	5	5	6	25	1	42,4115	5	3,153846	23,56194	1	48,33219	30,2479
13	5	5	6,846154	25	1	48,39261	5	3,222222	24,50442	1	50,82399	33,0722
13,5	5	5	7,692308	25	1	54,37372	5	3,285714	25,4469	1	53,31732	35,89701
14	12	12	8,538462	25	1	60,35483	12	3,586207	26,38938	1	57,9353	39,43004
14,5	12	12	9,384615	25	1	66,33594	12	3,866667	27,33186	1	62,55958	42,96517
15	12	12	10,23077	25	1	72,31705	12	4,129032	28,27433	1	67,18955	46,5022
15,5	12	12	10,84615	25	1	76,66694	12	4,375	29,21681	1	71,82466	49,4972
16	13	13	11,46154	25	1	81,01684	13	4,636364	30,15929	1	76,7691	52,59531
16,5	13	13	12,07692	25	1	85,36674	13	4,882353	31,10177	1	81,71837	55,69504
17	13	13	12,76923	25	1	90,26037	13	5,114286	32,04425	1	86,67205	58,97748
17,5	13	13	12,92308	25	1	91,34785	13	5,333333	32,98672	1	91,62979	60,99254
18	13	13	13,07692	25	1	92,43532	13	5,540541	33,9292	1	96,59124	63,00885
18,5	13	13	13,23077	25	1	93,5228	13	5,736842	34,87168	1	101,5561	65,0263
19	13	13	13,23077	25	1	93,5228	13	5,923077	35,81416	1	106,5242	66,68232
19,5	13	13	13,15385	25	1	92,97906	13	6,1	36,75663	1	111,4951	68,15806
20	14	14	13,07692	25	1	92,43532	14	6,292683	37,69911	1	116,7753	69,73687
20,5	14	14	13	25	1	91,89159	14	6,47619	38,64159	1	122,0584	71,31665
21	14	14	12,84615	25	1	90,80411	14	6,651163	39,58407	1	127,3441	72,71607
21,5	14	14	12,69231	25	1	89,71664	14	6,818182	40,52655	1	132,6323	74,11632
22	12	12	12,53846	25	1	88,62916	12	6,933333	41,46902	1	137,3085	75,31257
22,5	12	12	12,38462	25	1	87,54169	12	7,043478	42,4115	1	141,9863	76,50934
23	12	12	12,65385	25	1	89,44477	12	7,148936	43,35398	1	146,6656	78,70345
23,5	12	12	12,84615	25	1	90,80411	12	7,25	44,29646	1	151,3462	80,71678
24	11	11	13,03846	25	1	92,16345	11	7,326531	45,23893	1	155,7204	82,62796

24,5	11	11	12,95833	25	1	91,59706	11	7,4	46,18141	1	160,0956	83,89754
25	11	11	12,86364	25	1	90,92769	11	7,470588	47,12389	1	164,4716	85,1331
25,5	11	11	12,95	25	1	91,53816	11	7,538462	48,06637	1	168,8485	86,79556
26	18	16,5	13,05556	25	1	92,28428	16,5	7,707547	49,00885	1	174,9215	89,0686
26,5	18	16,5	13,1875	40	1	149,1471	16,5	7,87037	49,95132	1	180,9965	110,0479
27	18	16,5	13,35714	40	1	151,0657	16,5	8,027273	50,8938	1	187,0733	112,713
27,5	18	16,5	14,14286	40	1	159,9519	16,5	8,272727	51,83628	1	194,7787	118,2436
28	32	23,5	15,92857	40	1	180,1479	23,5	8,645455	52,77876	1	204,8775	128,3418
28,5	32	23,5	17,71429	40	1	200,3439	23,5	9,018182	53,72123	1	215,2105	138,5181
29	32	23,5	19,5	40	1	220,5398	23,5	9,390909	54,66371	1	225,7777	148,7725
29,5	32	23,5	20,5	25	1	144,906	23,5	9,763636	55,60619	1	236,5791	127,1617
30	23	19	20,85714	25	1	147,4305	19	10,05455	56,54867	1	246,0724	131,1676
30,5	23	19	21,21429	25	1	149,9549	19	10,34545	57,49115	1	255,7485	135,2345
31	23	19	21,57143	25	1	152,4794	19	10,63636	58,43362	1	265,6074	139,3623
31,5	23	19	20,92857	25	1	147,9354	19	10,92727	59,3761	1	275,6491	141,1948
32	21	18	20,14286	25	1	142,3815	18	11,2	60,31858	1	285,5079	142,6298
32,5	21	18	19,35714	25	1	136,8276	18	11,47273	61,26106	1	295,5382	144,1219
33	21	18	18,57143	25	1	131,2737	18	11,74545	62,20353	1	305,7398	145,6712
33,5	21	18	18,42857	25	1	130,2639	18	12,01818	63,14601	1	316,1128	148,7922
34	20	17,5	18,21429	25	1	128,7492	17,5	12,28182	64,08849	1	326,4629	151,7374
34,5	20	17,5	18	25	1	127,2345	17,5	12,54545	65,03097	1	336,9787	154,7377
35	20	17,5	17,78571	25	1	125,7198	17,5	12,80909	65,97345	1	347,6601	157,7933
35,5	20	17,5	17,71429	25	1	125,2149	17,5	13,07273	66,91592	1	358,5071	161,2407
36	20	17,5	17,64286	25	1	124,71	17,5	13,33636	67,8584	1	369,5198	164,7433
36,5	20	17,5	17,57143	25	1	124,2051	17,5	13,6	68,80088	1	380,6982	168,3011
37	20	17,5	17,5	25	1	123,7002	17,5	13,86364	69,74336	1	392,0422	171,9141
37,5	20	17,5	17,5	25	1	123,7002	17,5	14,12727	70,68583	1	403,5519	175,7507
38	25	20	17,85714	25	1	126,2247	20	14,43636	71,62831	1	416,3124	180,8457

38,5	25	20	18,21429	25	1	128,7492	20	14,74545	72,57079	1	429,2672	186,0055
39	25	20	18,57143	25	1	131,2737	20	15,05455	73,51327	1	442,4162	191,23
39,5	25	20	18,92857	25	1	133,7982	20	15,32727	74,45575	1	454,8569	196,2184
40	24	19,5	19,21429	25	1	135,8178	19,5	15,59091	75,39822	1	467,2405	201,0194
40,5	24	19,5	19,5	25	1	137,8374	19,5	15,85455	76,3407	1	479,7897	205,8757
41	24	19,5	19,78571	25	1	139,857	19,5	16,11818	77,28318	1	492,5046	210,7872
41,5	24	19,5	19,71429	25	1	139,3521	19,5	16,25455	78,22566	1	502,0665	213,8062
42	33	24	20,28571	20	1	114,713	24	16,47273	79,16813	1	513,8732	209,5287
42,5	33	24	20,85714	20	1	117,9444	24	16,69091	80,11061	1	525,8169	214,5871
43	33	24	21,42857	20	1	121,1757	24	16,90909	81,05309	1	537,8978	219,6912
43,5	33	24	22,07143	20	1	124,811	24	17,10909	81,99557	1	549,6188	224,8099
44	33	24	22,71429	20	1	128,4463	24	17,30909	82,93805	1	561,4654	229,9706
44,5	31	23	23,21429	20	1	131,2737	23	17,49091	83,88052	1	572,9294	234,7344
45	31	23	23,71429	20	1	134,1011	23	17,67273	84,823	1	584,5076	239,5362
45,5	31	23	23,57143	20	1	133,2933	23	17,85455	85,76548	1	596,2	243,1644
46	31	23	23,42857	20	1	132,4855	23	18,03636	86,70796	1	608,0067	246,8307

Berdasarkan tabel di atas, daya dukung 1 pondasi berdiameter 600 mm pada kedalaman 44 m adalah:

$$P_{ijin} = 229,97 \text{ t}$$

Sehingga daya dukung izin pondasi satu tiang diameter 600 mm berdasarkan mutu bahan adalah:

$$P_{tiang} = 229,5 \text{ t}$$

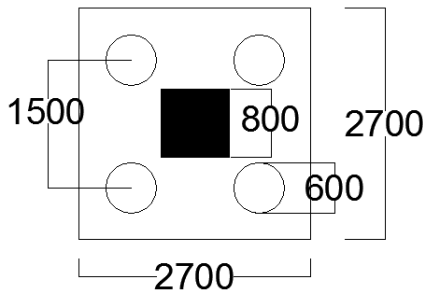
### 9.3.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Untuk menentukan jumlah tiang yang diperlukan dalam menahan beban reaksi kolom dapat dihitung dengan pendekatan jumlah tiang perlu adalah beban aksial dasar kolom (Hasil dari analisis struktur dengan program bantu ETABS) dibagi dengan daya dukung izin satu tiang.

Jumlah tiang yang minimum yang untuk diperlukan:

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_n}{P_{izin}} = \frac{653,12}{229,5} \\ &= 2,84 \approx 4 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Dengan adanya beban akibat gaya lateral maka dicoba dengan 4 tiang pancang dengan susunan 2 x 2.



**Gambar 9. 2 Detail Poer**

Jumlah tiang pancang didesain jaraknya sesuai yang diijinkan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang grup ini sebesar 1 meter.

- Jarak antar tiang :

$$2 D \leq S \leq 3 D$$

$$2 \times 600 \leq S \leq 3 \times 600$$

$$1200 \text{ mm} \leq S \leq 1800 \text{ mm}$$

Digunakan jarak antar tiang = 1500 mm

- Jarak tepi tiang pancang :

$$1 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1 \times 600 \leq S_1 \leq 2 \times 600$$

$$600 \text{ mm} \leq S_1 \leq 1200 \text{ mm}$$

Digunakan jarak tiang ke tepi = 600 mm

- Perhitungan Beban Aksial Maksimum Pondasi Kelompok

Momen yang bekerja pada poer akibat adanya gaya horizontal:

$$P_{max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x \cdot y_{max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{max}}{\sum x_i^2}$$

Dimana :

$P_i$  = Total beban yang bekerja pada tiang yang ditinjau

$y_{max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah y

$x_{max}$  = jarak maksimum tiang yang ditinjau dalam arah x

$\sum x_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah x

$\sum y_i^2$  = jumlah kuadrat jarak tiang pancang terhadap as poer arah y

$$\sum x_i^2 = 4(750^2) = 2250000 \text{ mm}^2 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$\sum y_i^2 = 4(750^2) = 2250000 \text{ mm}^2 = 2,25 \text{ m}^2$$

Momen yang bekerja:

$$\begin{aligned} M_x &= M_{ux} + (H_y \times t) = 1,92 + (2,04 \times 1) \\ &= 3,96 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= M_{uy} + (H_x \times t) = 2,47 + (1,1 \times 1) \\ &= 3,57 \text{ tm} \end{aligned}$$

Perhitungan Beban Aksial Maksimum pada Pondasi Kelompok

$$\text{a. Reaksi Kolom} = 653,12 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \text{b. Berat poer} &= 1,2 \times 2,7 \times 2,7 \times 2,4 = 20,99 \text{ t} + \\ &\quad \sum V = 674,12 \text{ t} \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan:

$$P_{max} = \frac{674,12}{4} + \frac{4,43}{2,25} + \frac{4,361}{2,25} = 167,19 \leq 229,5 \text{ t (OK)}$$

Tabel 9. 6 Beban Aksial Maksimum Pondasi Kelompok K1

Load Case/Combo	tiang	p/n	MyYmax	ΣX^2	MxYmax	ΣY^2	Pmax	Pmax < P ijin
	buah	ton	ton	m2	ton	m2	ton	
1D+1L	4	147,2619	2,275425	2,25	3,387443	2,25	149,7787	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	4	147,9019	2,291063	2,25	7,515833	2,25	152,2605	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	4	157,2296	6,172238	2,25	4,339508	2,25	161,9015	OK
1 D	4	130,176	1,987553	2,25	2,867205	2,25	132,3337	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	4	156,2848	1,207365	2,25	6,74385	2,25	159,8187	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	4	163,2806	4,433115	2,25	4,36161	2,25	167,1894	OK
1D + 0,75 L	4	142,9904	2,203455	2,25	3,257385	2,25	145,4175	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	4	97,58148	2,505188	2,25	6,368948	2,25	101,5255	OK
0,6D + 0,7 Ey Max Max	4	106,9092	6,386363	2,25	3,19263	2,25	111,1665	OK

Tabel 9. 7 Beban Aksial Maksimum Pondasi Kelompok SW Y

Load Case/Combo	tiang	p/n	MyXmax	ΣX^2	MxYmax	ΣY^2	Pmax	Pmax < P ijin
	buah	ton	ton	m2	ton	m2	ton	
1D+1L	8	114,9855	90,05691	4,5	1,0464	22,5	135,0447	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	8	144,6807	56,90568	4,5	20,68934	22,5	158,2459	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	8	169,3402	112,5821	4,5	5,734995	22,5	194,6133	OK
1 D	8	103,8788	81,15294	4,5	0,656565	22,5	121,9419	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	8	142,8103	69,64548	4,5	15,0605	22,5	158,9564	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	8	163,695	58,69425	4,5	3,84474	22,5	176,909	OK
1D + 0,75 L	8	112,2088	87,83093	4,5	0,948945	22,5	131,769	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	8	104,0041	24,4445	4,5	20,95197	22,5	110,3675	OK
0,6D + 0,7 Ey Max Max	8	185,6863	143,2391	4,5	5,99763	22,5	217,7837	OK

Tabel 9. 8 Beban Aksial Maksimum Pondasi Kelompok SW X

Load Case/Combo	tiang	p/n	MyXmax	ΣX^2	MxYmax	ΣY^2	Pmax	Pmax < P ijin
	buah	ton	ton	m2	ton	m2	ton	
1D+1L	8	96,93936	0,38502	22,5	73,13388	4,5	113,2084	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	8	185,9195	4,18836	22,5	73,10549	4,5	202,3513	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	8	129,0408	21,22713	22,5	-15,7082	4,5	126,4935	OK
1 D	8	88,83019	0,296865	22,5	66,96414	4,5	103,7243	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	8	167,7291	3,281625	22,5	33,46079	4,5	175,3106	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	8	125,07	15,53171	22,5	-33,1494	4,5	118,3938	OK
1D + 0,75 L	8	94,91207	0,362985	22,5	71,59145	4,5	110,8374	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	8	151,2624	4,06962	22,5	99,89115	4,5	173,6413	OK
0,6D + 0,7 Ey Max Max	8	94,38374	21,63756	22,5	11,07752	4,5	97,80708	OK

- Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok:

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre.

Efisiensi:

$$\eta = 1 - \frac{\arctan(\frac{\phi}{s})}{90^{\circ}} \times \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang  
S = jarak antar tiang pancang  
m = jumlah baris tiang pancang dalam grup = 2  
n = jumlah kolom tiang pancang dalam grup = 2

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{600}{1500}\right)}{90^\circ} \times \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{2}\right)$$
$$= 0,758$$

Sehingga:

$$Q_{izingrup} = \eta \times Q_{ijintiang} \times n$$
$$= 0,758 \times 229,5 \times 4$$
$$= 695,84 \text{ t} \geq 635,62 \text{ t (OK)}$$

Tabel 9. 9 Daya Dukung Tiang Kelompok K1

Load Case/Combo	tiang	Pijin	m	n	S		Q group	Q ijin	Q group
	buah	ton	buah	buah	m		ton	ton	> Q ijin
1D+1L	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	571,5476	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	574,1075	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	611,4183	OK
1 D	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	503,204	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	607,6393	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	635,6224	OK
1D + 0,75 L	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	554,4617	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	372,8259	OK
0,6D + 0,7 EY Max Max	4	229,5	2	2	1,5	0,758	695,844	410,1367	OK

Tabel 9. 10 Daya Dukung Tiang Kelompok SW Y

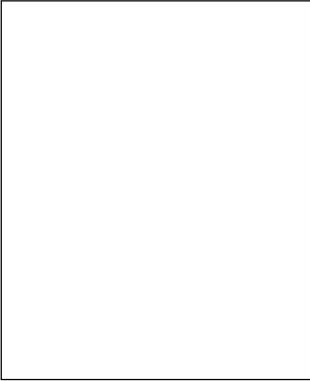
Load Case/Combo	tiang	Pijin	m	n	S		Q group	Q ijin
	buah	ton	buah	buah	m		ton	ton
1D+1L	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	744,467
1D + 0,7 Ex Max Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	940,4548
1D + 0,7 Ey Max Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	1183,645
1 D	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	671,1624
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	928,1102
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	1065,949
1D + 0,75 L	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	726,1408
0,6D + 0,7 Ex Max Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	671,9899
0,6D + 0,7 EY Max Max	8	229,5	4	2	1,5	0,7	1279,692	1211,092



Tabel 9. 11 Daya Dukung Tiang Kelompok SW X

Load Case/Combo	tiang	Pijin	m	n	S		Q group	Q ijin	Q group
	buah	ton	buah	buah	m		ton	ton	> Q ijin
1D+1L	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	625,3622	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	1212,631	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	837,2319	OK
1 D	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	571,8418	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	1092,574	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	811,0247	OK
1D + 0,75 L	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	611,9821	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	983,8946	OK
0,6D + 0,7 EY Max Max	8	229,5	2	4	1,5	0,7	1279,692	608,4952	OK

9.3.4 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 9. 3 Diagram Gaya Lateral Tiang Pondasi

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philiphonat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter

Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan :

Tanah bersifat multi layer

$Le = \text{panjang penjepitan}$

$= 3 \times 600 = 1800 \text{ mm}$

$My = Le \times Hy = 1,8 \times 2,04 = 3,67 \text{ tm}$

$My(1 \text{ tiang pancang}) = \frac{My}{n} = \frac{3,67}{4} = 0,497 \text{ tm}$

$Mbendingcrack = 29 \text{ tm}$

$$M_y(1 \text{ tiang pancang}) \leq M_{bendingcrack} \text{ (OK)}$$

$$M_x = L_e \times H_x = 1,8 \times 1,1 = 1,98 \text{ tm}$$

$$M_x(1 \text{ tiang pancang}) = \frac{M_y}{n} = \frac{1,98}{2} = 0,92 \text{ tm}$$

$$M_{bendingcrack} = 29 \text{ tm}$$

$$M_x(1 \text{ tiang pancang}) \leq M_{bendingcrack} \text{ (OK)}$$

**Tabel 9. 12 Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral K1**

Load Case/Combo	tiang	FX	FY	Mcr	Mx	Mx	My	My
	buah	kN	kN	tm	tm	<Mcr	tm	<Mcr
1D+1L	4	2,04168	1,10475	29	0,918756	OK	0,497138	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	4	2,62228	1,967	29	1,180026	OK	0,88515	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	4	2,06389	3,16901	29	0,928751	OK	1,426055	OK
1 D	4	1,72778	0,96815	29	0,777501	OK	0,435668	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	4	2,63408	1,81973	29	1,185336	OK	0,818879	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	4	2,21529	2,72125	29	0,996881	OK	1,224563	OK
1D + 0,75 L	4	1,96321	1,0706	29	0,883445	OK	0,48177	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	4	1,93117	1,57973	29	0,869027	OK	0,710879	OK
0,6D + 0,7 Ey Max Max	4	1,37278	2,78175	29	0,617751	OK	1,251788	OK

**Tabel 9. 13 Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral SW Y**

Load Case/Combo	tiang	FX	FY	Mcr	Mx	Mx	My	My
	buah	kN	kN	tm	tm	<Mcr	tm	<Mcr
1D+1L	8	0,618585	96,51124	29	0,139182	OK	21,71503	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	8	4,432775	36,08555	29	0,997374	OK	8,119249	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	8	1,096326	52,52171	29	0,246673	OK	11,81738	OK
1 D	8	0,419579	86,78749	29	0,094405	OK	19,52719	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	8	3,070436	56,05385	29	0,690848	OK	12,61212	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	8	0,568095	10,4016	29	0,127821	OK	2,34036	OK
1D + 0,75 L	8	0,568838	94,08031	29	0,127988	OK	21,16807	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	8	4,600613	1,37054	29	1,035138	OK	0,308371	OK
0,6D + 0,7 Ey Max Max	8	1,264164	87,23672	29	0,284437	OK	19,62826	OK

**Tabel 9. 14 Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral SW X**

Load Case/Combo	tiang	FX	FY	Mcr	Mx	Mx	My	My
	buah	kN	kN	tm	tm	<Mcr	tm	<Mcr
1D+1L	8	74,79328	0,872999	29	16,82849	OK	0,196425	OK
1D + 0,7 Ex Max Max	8	24,37944	1,019882	29	5,485375	OK	0,229473	OK
1D + 0,7 Ey Max Max	8	30,53203	4,595597	29	6,869707	OK	1,034009	OK
1 D	8	68,54237	0,727617	29	15,42203	OK	0,163714	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ex Max) Max	8	3,539184	0,473963	29	0,796316	OK	0,106642	OK
1D + 0,75 L + 0,75(0,7 Ey Max) Max	8	44,72279	3,155757	29	10,06263	OK	0,710045	OK
1D + 0,75 L	8	73,23055	0,836649	29	16,47687	OK	0,188246	OK
0,6D + 0,7 Ex Max Max	8	51,79639	1,310925	29	11,65419	OK	0,294958	OK
0,6D + 0,7 Ey Max Max	8	3,115085	4,88664	29	0,700894	OK	1,099494	OK

#### 9.4 Perencanaan Poer Kolom

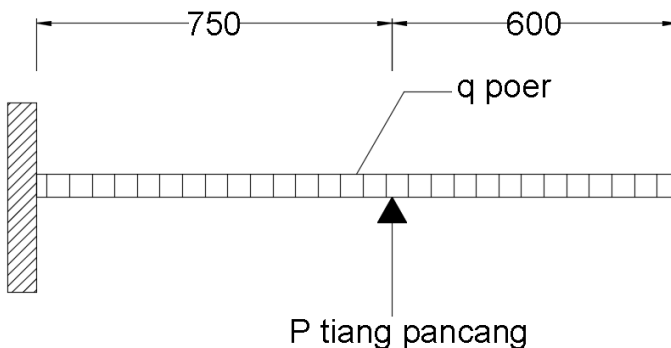
Pada penulangan lentur poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang sebesar  $P$  dan berat sendiri poer sebesar  $q$ . perhitungan gaya dalam pada poer diperoleh dengan mekanika statis tertentu.

Data-data perencanaan :

- Dimensi poer (  $B \times L$  ) = 2700 x 2700 mm
  - Tebal poer (  $t$  ) = 1000 mm
  - Diameter tulangan utama = 25 mm
  - Dimensi kolom = 800 x 800 mm
  - Tebal selimut beton = 40 mm
  - Tinggi efektif balok poer
- Arah x (  $d_x$  ) =  $1000 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 25 = 947,5$  mm
- Arah y (  $d_y$  ) =  $1000 - 40 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 32 = 922,5$  mm

##### 9.4.1 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



**Gambar 9. 4 Analisis Poer sebagai Balok Kantilever**

$$\begin{aligned} \text{Berat poer } (qu) &= 2,7 \times 1,2 \times 2,4 = 7,78 \text{ t/m} \\ Pt = 2P_{maks} &= 2 \times 229,5 = 459 \text{ t} \end{aligned}$$

### Penulangan Arah X

Penulangan lentur:

$$\begin{aligned} Pt &= 459 \text{ t} \\ qu &= 7,78 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Momen – momen yang bekerja:

$$\begin{aligned} M &= (Pt \times x) - \left(\frac{1}{2} q \times l^2\right) \\ &= (459 \times 0,75) - \left(\frac{1}{2} 7,78 \times 1,35^2\right) \\ &= 338,34 \text{ tm} \\ &= 3383400000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_{rc}} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{3383400000}{0,9 \times 1000 \times 947,5^2} = 4,1875$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,47} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 4,1875}{390}} \right) \\ &= 0,011495 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{perlu} &= \rho_{perlu} \times bw \times d \\ &= 0,0106 \times 1000 \times 944 \\ &= 10851 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{perlu}}{\frac{AD32}{bw}} = \frac{10851}{\frac{510}{22-1}} = 21,27 \approx 22 \text{ buah}$$

$$S = \frac{bw}{n-1} = \frac{1000}{22-1} = 128,58 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur arah X D25-125 mm

### Penulangan Arah Y

Penulangan lentur:

$$\begin{aligned} Pt &= 459 \text{ t} \\ qu &= 7,78 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Momen – momen yang bekerja:

$$\begin{aligned} M &= (Pt \times x) - \left(\frac{1}{2} q \times l^2\right) \\ &= (459 \times 0,75) - \left(\frac{1}{2} 7,78 \times 1,35^2\right) \\ &= 338,34 \text{ tm} \\ &= 3383400000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0035$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{390}{0,85 \times 40} = 11,47$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{3383400000}{0,9 \times 1000 \times 947,5^2} = 4,1875$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}}\right) = \frac{1}{11,47} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,47 \times 4,1875}{390}}\right) \\ &= 0,011495 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Asperlu &= \rho_{perlu} \times bw \times d \\ &= 0,0106 \times 1000 \times 944 \\ &= 10851 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{Asperlu}{AD32} = \frac{10851}{510} = 21,27 \approx 22 \text{ buah}$$

$$S = \frac{bw}{n-1} = \frac{1000}{22-1} = 128,58 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan lentur arah X D25-125 mm

#### 9.4.2 Kontrol Geser Pons Kolom Tepi

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.11.2.1 kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o}\right) \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

Dengan :

Dimensi poer : 2,7 x 2,7 x 1 m<sup>3</sup>

Selimut beton : 40 mm

D tul utama : D25

Tinggi efektif :  $d = 1000 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 = 947,5$  mm

dimana :

$$\beta_c = \text{rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom}$$

$$= \frac{800}{800} = 1,00$$

$$b_o = \text{keliling dari penampang kritis pada poer}$$

$$= 2 (b_{\text{kolom}} + d) + 2 (h_{\text{kolom}} + d)$$

$$= 2 \times (800 + 947,5) + 2 \times (800 + 947,5) = 6990 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 20$ , untuk kolom tepi

$$V_c = 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{40} \times 6990 \times 947,5$$

$$= 21362,72 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o}\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{20 \times 947,5}{6690}\right) \sqrt{40} \times 6690 \times 947,5$$

$$= 9425,32 \text{ KN}$$

$$V_c = 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$= 0,33 \times \sqrt{40} \times 6690 \times 947,5$$

$$= 13229,68 \text{ KN}$$

$$V_c = 9425,329 \text{ KN}$$

$$= 942,53 \text{ t}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 942,53 = 706,89 \text{ t} \geq P_u = 472,1 \text{ t} \text{ (} P_u \text{ kolom}$$

sudut terbesar yang didapat dari ETABS)}

## 9.5 Perencanaan Balok Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya.

Adapun beban-beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% Sds kali beban mati terfaktor ditambah beban hidup pur tiang atau kolom yang lebih besar sesuai dengan SNI 1726-2012 pasal 7.13.5.2.

Dimensi *sloof*:  $b = 500 \text{ mm}$

$h = 700 \text{ mm}$

$Ag = 350000 \text{ mm}^2$

Mutu bahan:  $f'c = 40 \text{ MPa}$

$fy = 390 \text{ MPa}$

Selimut beton  $= 40 \text{ mm}$

Tul. Utama  $= 25 \text{ mm}$

Tul. Sengkang  $= 13 \text{ mm}$

$d = 700 - 40 - 13 - \frac{25}{2}$   
 $= 634,5 \text{ mm}$

- Beban – beban yang terjadi pada *sloof*:

Berat *sloof* sendiri  $= 1,2 \times 0,5 \times 0,7 \times 2,4 = 1 \text{ t/m}$

$Qu = 1 \text{ t/m}$

Lalu menggunakan program bantu SpColumn dengan memasukkan beban :

Panjang Sloof  $= 5,4 \text{ m}$

$Mu = \frac{1}{12} \times qu \times ln^2 = \frac{1}{12} \times 1 \times 5,4^2$

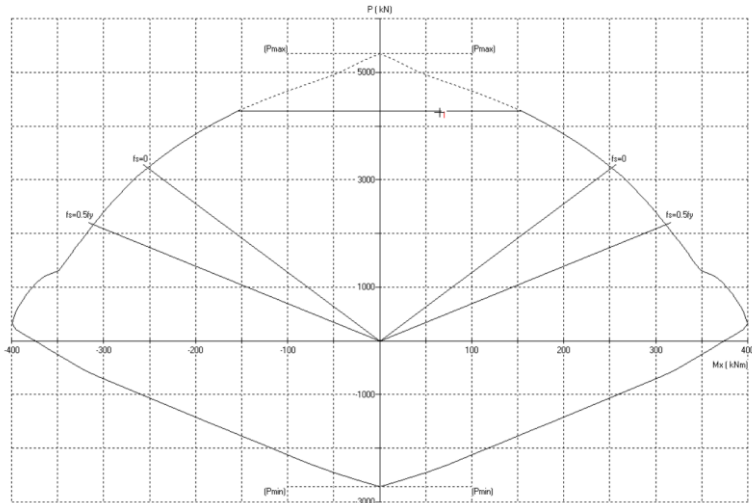
$= 2,43 \text{ tm}$

$= 24,3 \text{ kNm}$

Lalu menggunakan program bantu SpColumn dengan memasukkan beban :

$P = 10 \% \times Pu = 0,1 \times 571,5 = 57,15 \text{ ton} = 571,5 \text{ kN}$

$M = 24,3 \text{ kNm}$



**Gambar 9. 5 Diagram Interaksi Sloof**

Digunakan tulangan 8D25 dengan rasio tulangan 1,17 %

$$\begin{aligned}
 Vu &= \frac{1}{2} \times qu \times ln = \frac{1}{2} \times 1 \times 5,4 \\
 &= 2,7 \text{ t} \\
 &= 27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

• Penulangan geser *sloof*

$$\begin{aligned}
 Vu &= \frac{1}{2} \times qu \times ln = \frac{1}{2} \times 1, \times 5,4 \\
 &= 2,7 \text{ t} \\
 &= 27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Nu = 571,5 \text{ kN}$$

$$d' = 700 - 40 - 25/2 = 647,5$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{\left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right)}{6} \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1 + \frac{571500}{14 \times 350000}}{6} \times \sqrt{40} \times 500 \times 647,5 \\
 &= 2047574,97 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi Vc &= 0,75 \times Vc = 0,75 \times 2047574,97 \\
 &= 1535681,228 \text{ N}
 \end{aligned}$$



$$0,5\phi V_c = 767,84 \text{ kN} \geq V_u = 31,752 \text{ kN}$$

$$0,5\phi V_c > V_u \text{ (tidak perlu tulangan Geser)}$$

Sehingga dipasang tulangan geser minimum sengkang  $2D10 - 300 \text{ mm}$

## **BAB 10**

### **METODE PELAKSANAAN**

#### **10.1 Umum**

Pekerjaan konstruksi beton pracetak merupakan bagian dari metode konstruksi modern saat ini. Inovasi metode pelaksanaan pekerjaan yang efektif dan efisien tanpa mengurangi kemampuan struktur merupakan salah satu permintaan yang besar. Metode pelaksanaan merupakan komponen penting yang tidak bisa dipisahkan dalam desain struktur pracetak. Sebelum direncanakan, harus terlebih dahulu diketahui apakah struktur yang nantinya dibangun bisa direalisasikan. Metode pelaksanaan ini merupakan uraian mengenai komponen dan material-material pendukung yang digunakan dalam pelaksanaan metode beton pracetak.

#### **10.2 Fabrikasi Beton Pracetak**

Proses pencetakan elemen pracetak dilakukan secara pabrikasi di dalam industri beton pracetak. Hal – hal yang perlu dipertimbangkan dengan proses pabrikasi adalah :

- a. Perlunya standar khusus sehingga hasil pracetak dapat diaplikasikan secara umum di pasaran
- b. Terbatasnya fleksibilitas ukuran yang disediakan untuk elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti elemen pracetak yang disebabkan karena harus mengikuti kaidah sistem dimensi satuan yang disepakati bersama dalam bentuk kelipatan suatu modul.
- c. Dengan cara ini dimungkinkan untuk mencari produk yang terbaik dari lain pabrik.

#### **10.3 Pengangkatan dan Penempatan Crane**

Elemen struktur pracetak

1. Balok induk 50/75 (8,1 m)

$$W = 0,5 \times (0,75 - 0,12) \times 8,1 \times 2400 = 6123,6 \text{ kg}$$

2. Balok anak 35/55 (terpanjang 8,8 m)

$$W = 0,35 \times (0,4 - 0,12) \times 8,8 \times 2400 = 3178 \text{ kg}$$

3. Pelat

Ukuran Pelat  $1,25 \times 3,6 \text{ m}$  ( $t = 7 \text{ cm}$ )

$$W = 1,25 \times 3,6 \times 0,07 \times 2400 = 756 \text{ kg}$$

4. Kolom

Kolom terbesar yaitu kolom  $80 \times 80 \text{ cm}$  (tinggi 5,5m)

$$W = 0,8 \times 0,8 \times 5,5 \times 2400 = 8448 \text{ kg}$$

Maka dari itu dibutuhkan kapasitas crane yang mampu mengangkat beban maksimum dari keseluruhan elemen beton pracetak yaitu kolom  $80 \times 80 \text{ cm}$  sebesar 8,5 ton. Hal – hal yang perlu diperhatikan dalam pengangkatan elemen pracetak antara lain :

1. Kemampuan maksimum crane yang digunakan
2. Metode pengangkatan
3. Letak titik – titik angkat pada elemen pracetak

Hal – hal tentang pengangkatan dan penentuan titik angkat telah dibahas pada bab – bab sebelumnya. Dalam perencanaan ini memakai peralatan tower crane untuk mengangkat elemen pracetak di lapangan. Untuk pemilihan tower crane harus disesuaikan antara kemampuan angkat crane dengan berat elemen pracetak.

- STT293 CONCISE TOWER CRANE
- Jarak jangkauan maksimum 74 m dengan beban maksimum 18 ton
- *Tower crane* yang digunakan 1 buah

#### 10.4 Transportasi Elemen Beton Pracetak

Sistem transportasi disini meliputi :

1. Pemindahan beton pracetak di areal pabrik
2. Pemindahan dari pabrik ke tempat penampungan di proyek
3. Pemindahan dari penampungan sementara di proyek ke posisi akhir

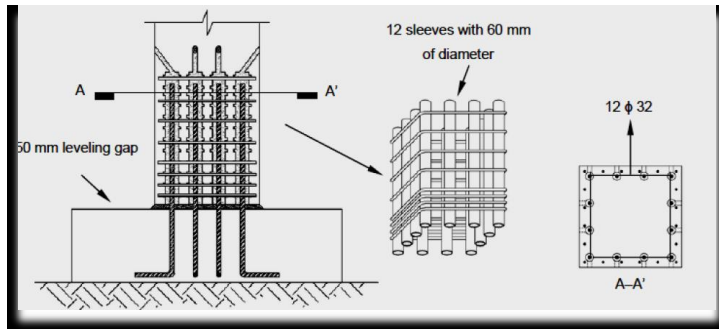
Tahap pemindahan komponen beton pracetak dari lokasi pabrikasi ke areal proyek diperlukan sarana angkut seperti truk tunggal, tandem, atau temple. Truk yang biasa digunakan untuk pengangkutan berukuran lebar  $2,4 \text{ m} \times 16 \text{ m}$  atau  $2,4 \text{ m} \times 18 \text{ m}$

dengan kapasitas angkut kurang lebih 50 ton. Untuk komponen tertentu dimana panjangnya cukup panjang hingga 30 m dapat dipergunakan truk temel dimana kapasitasnya dapat mencapai 80 ton. Di areal lokasi proyek diperlukan sarana untuk pemindahan komponen beton pracetak mempergunakan tower crane.

## 10.5 Metode Pekerjaan Elemen Beton Pracetak

### 10.5.1 Pekerjaan Elemen Kolom

Setelah dilakukan pemancangan, pembuatan *pile cap* dan sloof, maka tulangan kolom dipasang bersamaan dengan pendimensian *pile cap*. Tulangan kolom yang sudah tertanam kemudian disambung ke *splice sleeve* produk perusahaan NMB. Kemudian digROUT menggunakan *non-shrinking grout SS Mortar*. Sedangkan untuk sambungan kolom –kolom dilakukan setelah *overtopping* seperti **Gambar 10.3**

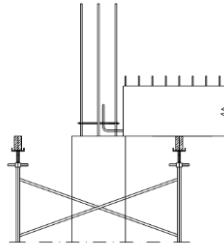


**Gambar 10. 1 Detail Sambungan Base Plate -Kolom**

### 10.5.2 Pemasangan Elemen Balok Induk

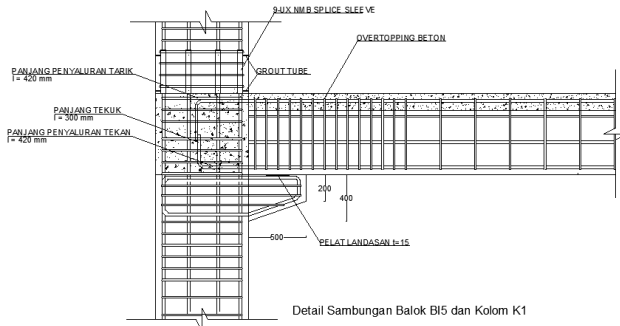
Pemasangan balok pracetak setelah pengecoran kolom. Balok induk dipasang terlebih dahulu baru kemudian dilanjutkan dengan pemasangan balok anak. Diperlukan peralatan *crane* untuk membantu menunjang balok pracetak. Kemudian dapat dilanjutkan dengan pemasangan tulang utama pada balok yaitu tulangan tarik

pada tumpuan. Lalu setelah tulangan terpasang baru dilakukan pengecoran.



**Gambar 10. 2 Pemasangan Balok Induk**

Sambungan pada balok induk ke balok kekolom menggunakan panjang penyaluran tulangan, kemudian dilakukan *overtopping* seperti tampak pada **Gambar 10.3**

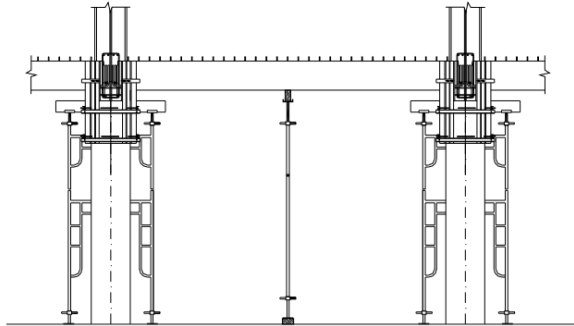


**Gambar 10. 3 Detail Sambungan Kolom- Kolom dan Kolom – Balok**

### 10.5.3 Pemasangan Elemen Balok Anak

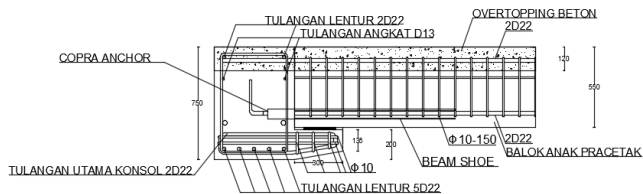
Pemasangan balok anak pracetak di bagian tengah balok induk. Konsol tempat bertumpunya balok anak pun terbuat dari beton pracetak dengan balok. Untuk mencegah terjadinya

kerusakan pada balok induk maupun balok anak, maka dipasang tiga buah perancah dengan posisi satu di tengah dan dua di tepi.

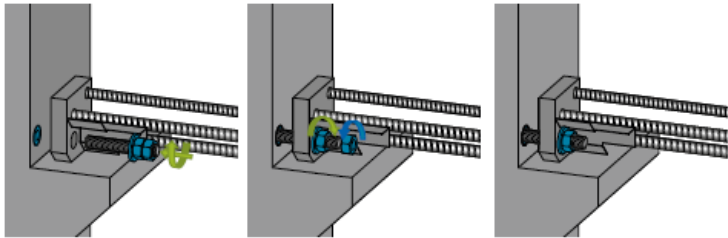


**Gambar 10. 4 Pemasangan Balok Anak Pracetak**

Sambungan tulangan tumpuan untuk momen positif di tumpuan menggunakan bantuan modix coupler dari *peikko group*



**Gambar 10. 5 Detail Sambungan Balok Induk -Balok Anak**

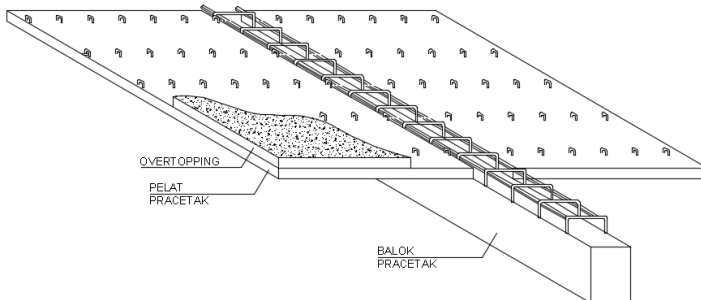


**Gambar 10. 6 Detail Penyambungan Beam Shoe**

Sumber: Brosur Pekko Beam Shoe

#### 10.5.4 Pemasangan Elemen Pelat

Pemasangan pelat pracetak di atas balok induk dan balok anak sesuai dengan dimensi pelat yang sudah ditentukan. Pemasangan tulangan bagian atas, baik tulangan tumpuan maupun tulangan lapangan untuk pelat, balok anak dan balok induk.



**Gambar 10. 7 Pengecoran *Overtopping***

Setelah semua tulangan terpasang, kemudian dilakukan pengecoran pada bagian atas pelat, balok anak, dan balok induk yang berfungsi sebagai topping atau penutup bagian atas. Selain itu topping juga berfungsi untuk merekatkan komponen pelat, balok anak, dan balok induk agar menjadi satu kesatuan (komposit). Hal ini diperkuat dengan adanya tulangan panjang penyaluran pada masing – masing komponen pelat, balok anak, dan balok induk. Topping digunakan setinggi 5 cm.

Untuk pekerjaan lantai berikutnya dilakukan sama dengan urutan pelaksanaan di atas sampai semua elemen pracetak terpasang.



“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## BAB 11 PENUTUP

### 11.1 Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan struktur yang dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir “Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Ibis Styles Hotel Tanah Abang Jakarta Pusat Dengan Metode Beton Pracetak” maka disimpulkan beberapa data sebagai berikut :

1. Berdasarkan SNI 2847:2013 dan SNI 7833:2012 didapatkan perhitungan tebal dimensi struktur sekunder dan struktur primer dari beberapa elemen struktur berikut :

**Tabel 11. 1 Dimensi Struktur Sekunder**

Struktur Sekunder		
Elemen	Ukuran	Satuan
Plat Lantai	12	cm
-Pracetak	7	cm
-overtopping	5	cm
Balok Anak 1,2,3,7,8		
-Pracetak	25/23	cm
-Komposit	25/35	cm
Balok Anak 4,5,6		
-Pracetak	35/43	cm
-Komposit	35/55	cm
Balok Lift		
-Penggantung	35/50	cm
-Penumpu	35/50	cm
Tangga		
-Plat tangga	21	cm
-Plat bordes	12	cm

**Tabel 11. 2 Dimensi Struktur Primer**

Struktur Primer		
Elemen	Ukuran	Satuan
Kolom		
-K1	80x80	cm
-K2	70x70	cm
-K3	60x60	cm
-K4	50x50	cm
Balok Induk		
-Pracetak	50/63	cm
-Komposit	50/75	cm
Dinding Geser		
-SW X	40	cm
-SW Y	40	cm
Poer		
-Tipe 1	2,7x2,7	m
-Tipe 2	2,7x5,3	m
Tiang Pancang		
-Diameter	600	cm
-Kedalaman	44	m

2. Perhitungan respon spectrum dengan bantuan *puskim.pu.go.id* wilayah gempa Jakarta dan perhitungannya berdasarkan SNI 1726:2012. Perhitungan pembebanan berdasarkan SNI 1727:2013.
3. Analisa gaya dalam struktur gedung menggunakan program bantu ETABS. Gaya yang dimasukkan dalam permodelan adalah beban mati dan beban hidup berdasarkan peraturan di atas.

4. Detailing penulangan elemen pracetak hampir sama dengan elemen cor setempat, sehingga sesuai dengan SNI 2847:2013
5. Penyambungan elemen pracetak menggunakan produk sambungan dari *BECO Beam Shoe* dan *NMB Splice Sleeve* dengan mutu 1,5 fy sehingga masuk dalam kategori *mechanical coupler* tipe 2 sesuai ACI 318-11. Untuk elemen yang disambung secara basah dalam analisa panjang penyaluran dihitung berdasarkan persyaratan SNI 2847:2013
6. Pondasi yang direncanakan sesuai dengan ketentuan perhitungan tiang pancang (spun pile) produk dari WIKA Beton dengan metode tanganan ijin dan pile cap (poer) berdasarkan metode tanganan ultimate.
7. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada Gedung Ibis Styles Hotel digambar dengan program bantu AutoCad terlampir.

### 11.2 Saran

Berdasarkan analisa secara keseluruhan dari proses penyusunan tugas akhir ini, beberapa saran yang dapat disampaikan oleh penulis diantaranya adalah :

1. Macam komponen pracetak sebaiknya tidak terlalu banyak. Dengan begitu bekisting menjadi lebih hemat, pengerjaan dilapangan menjadi lebih mudah dan cepat.
2. Dalam pengembangan ke depannya elemen dinding geser bisa dibuat pracetak jika memenuhi ketentuan dalam peraturan yang ada.
3. Aspek biaya diperhitungkan agar dapat diketahui kelebihan dan kekurangannya dari segi ekonomi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan...”

## DAFTAR PUSTAKA

ACI. ACI 318-11 *Building Code Requirements for Structural Concrete*. U.S.A : American Concrete Institute.

Andrea Belleri, dan Paolo Riva. 2012. *Seismic performance and retrofit of precast concrete grouted sleeve connections*. PCI Journal Winter. 107.

Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung ( SNI 1726:2012 )*. Jakarta: Badan Standar Nasional.

Badan Standarisasi Nasional. 2012. *Tata Cara Perhitungan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung ( RSNi 1727:2013)*. Jakarta: Badan Standar Nasional.

Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Tata cara perancangan beton pracetak dan beton prategang untuk bangunan gedung ( SNI 7833:2012 )*. Jakarta: Badan Standar Nasional.

Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Tata cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung ( SNI 2847:2013 )*. Jakarta: Badan Standar Nasional.

Elliot, Kim S. 2002. *Precast Concrete Structure*. Oxford: Butterworth-Heinemann.

Louwrens Hubert Mostert. 2014. *Design and Construction Preferences for Connections in the Precast Concrete Industry of South Africa*. South Africa: Faculty of Engineering at Stellenbosch University. 146.

Patel, Paresh V., Nimse Rohit B., Joshi, Digesh D. 2014. *Behavior of Wet Precast Beam Column Connections Under Progressive Collapse Scenario: an Experimental Study*. Int J Adv Struct Eng. 158.

*Technical Manual Colift Mounting System for Precast Concrete Element*. Peikko Group. 2016.

PCI. *PCI Handbook Precast and Prestress Concrete 6<sup>th</sup> Edition*. Chicago: PCI Industry Handbook Committee.

*Splice Sleeve System*. Brosur NMB. 2016

Wahyudi. 1999. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP ITS.

## **LAMPIRAN**

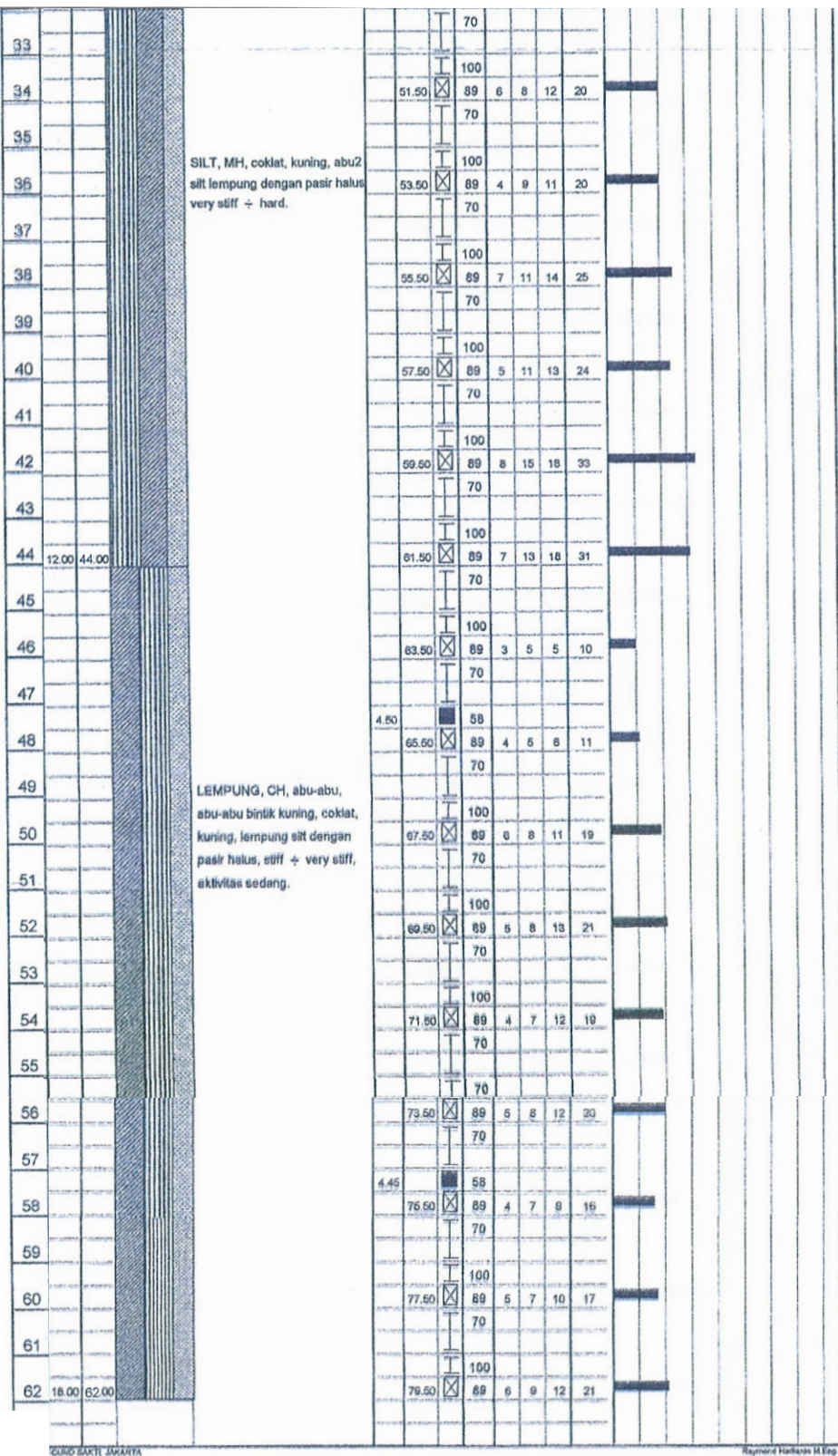


### BORING LOG & SPT DIAGRAM

PROJECT : HOTEL 17 LANTAI + OFFICE 22 LANTAI  
LOCATION : JL.FACHRUDIN, TANAH ABANG - JAKARTA PUSAT  
HOLE : DB III  
DATE of TEST : 15 - 23 MARET 2014

[illegible]





GUNO BAKTI JAWA

Raymond Hadisusilo M.Eng

DISTURBED SAMPLE  
 STANDARD PENETRATION TEST  
 RE SAMPLE  
 DISTURBED SAMPLE

SILT  
 LEMPUNG  
 PASIR  
 CEMENTED  
 PUNG  
 KEMBANG KARANG  
 BATU KARANG

KULIT KERANG  
 KARANG  
 ORGANIC  
 GUMPALAN CADAS  
 KERIKIL  
 KORAL  
 BATU

MUKA AIR TANAH = 4.20 M



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

DENAH ARSITEKTUR

SKALA

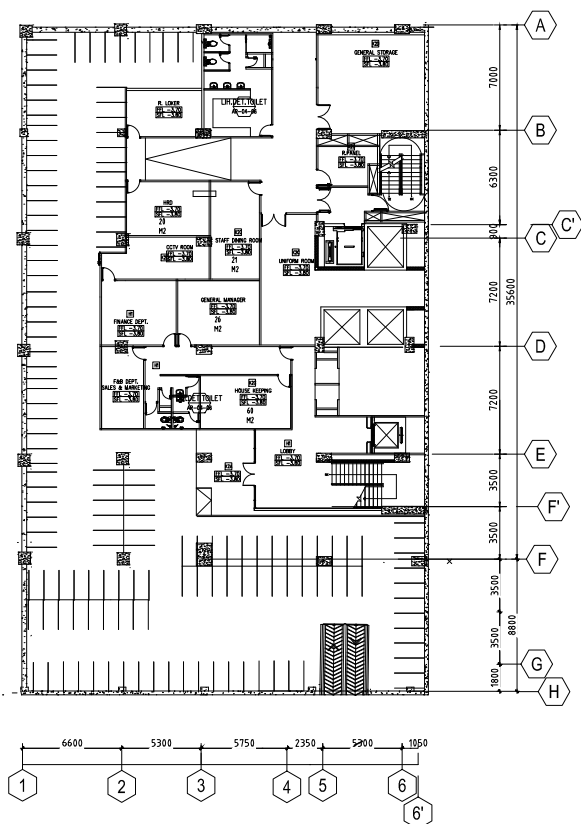
1:500

NO. LEMBAR JUMLAH LEMBAR

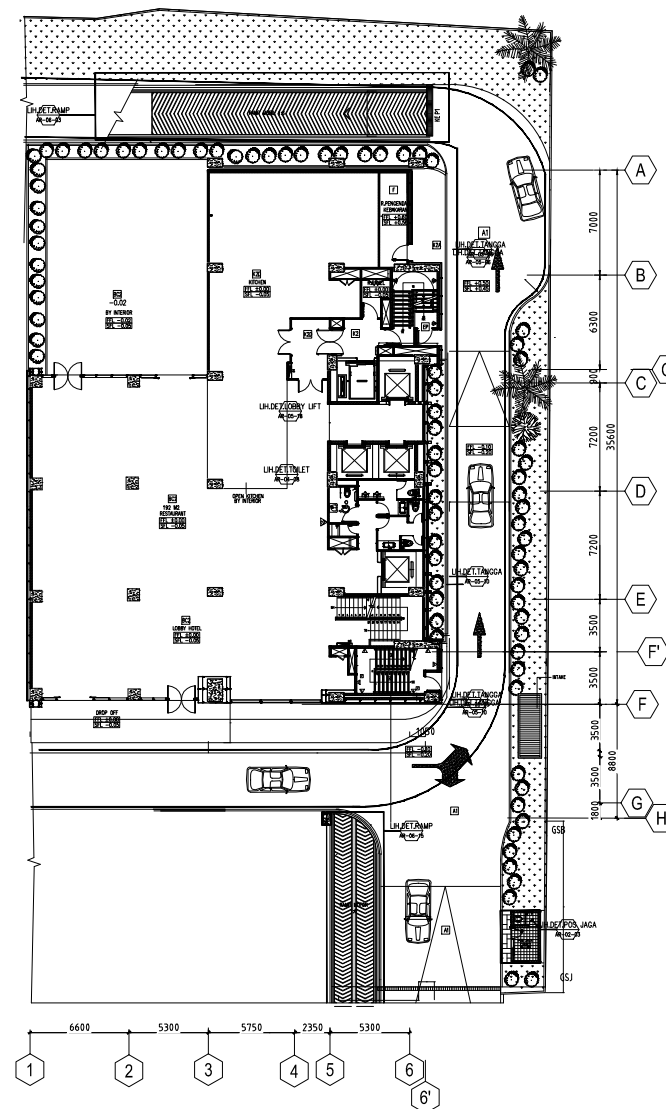
1

42

CATATAN



Denah Hotel Lt basement  
Skala 1:500



Denah Hotel Lt 1  
Skala 1:500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DENAH ARSITEKTUR

## SKALA

1:500

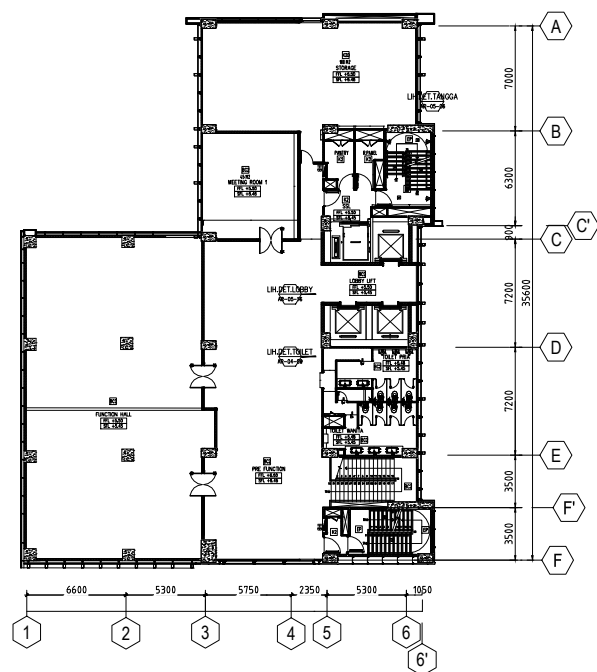
NO. LEMBAR

2

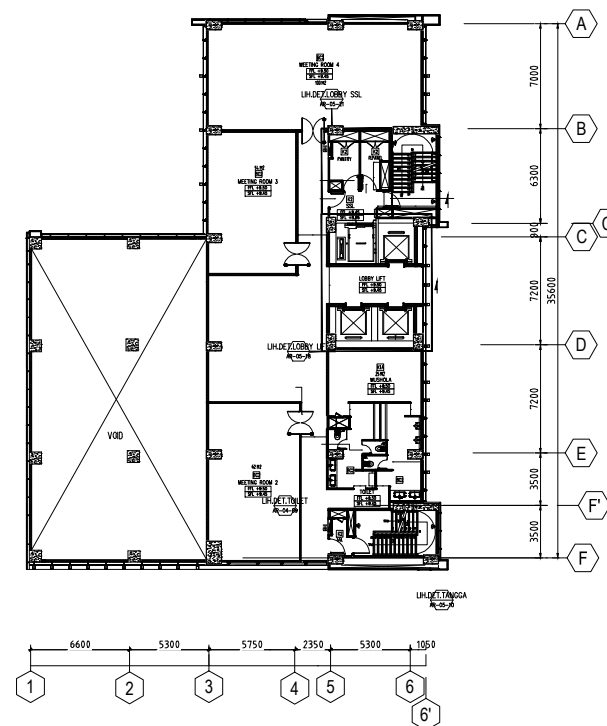
JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Denah Hotel Lt 2  
Skala 1:500



Denah Hotel Lt 3  
Skala 1:500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DENAH ARSITEKTUR

## SKALA

1:500

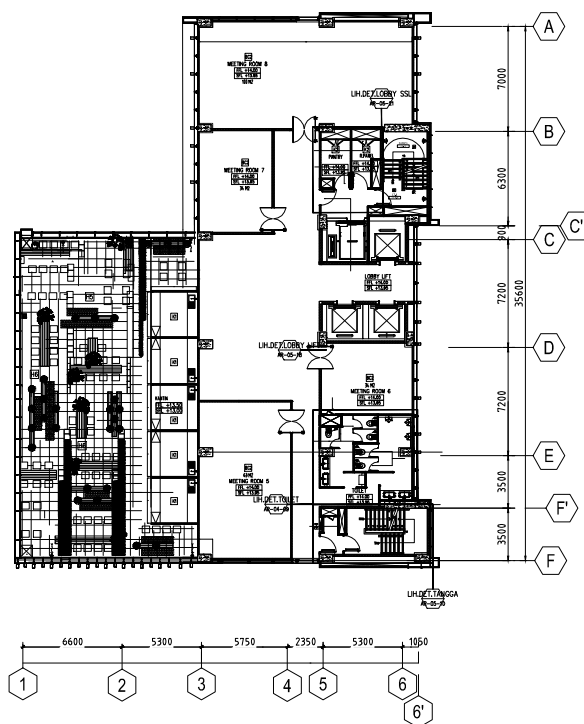
NO. LEMBAR

3

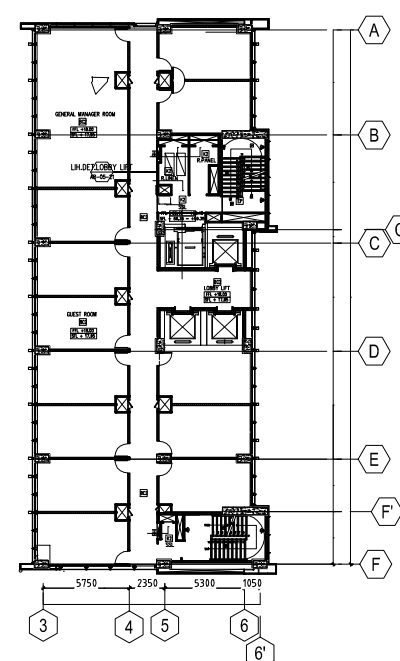
JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Denah Hotel Lt 4  
Skala 1:500



Denah Hotel Lt 5  
Skala 1:500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DENAH ARSITEKTUR

## SKALA

1:500

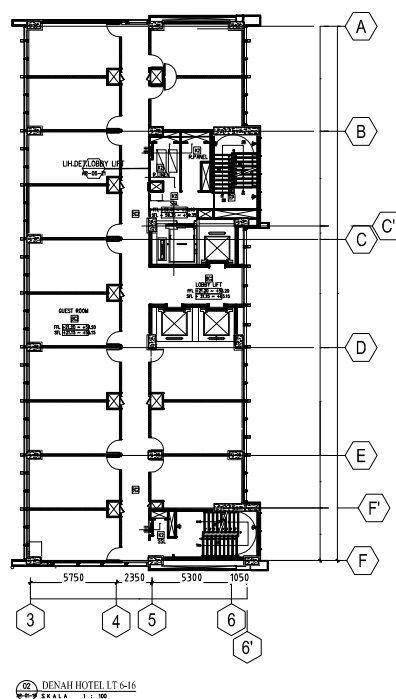
NO. LEMBAR

4

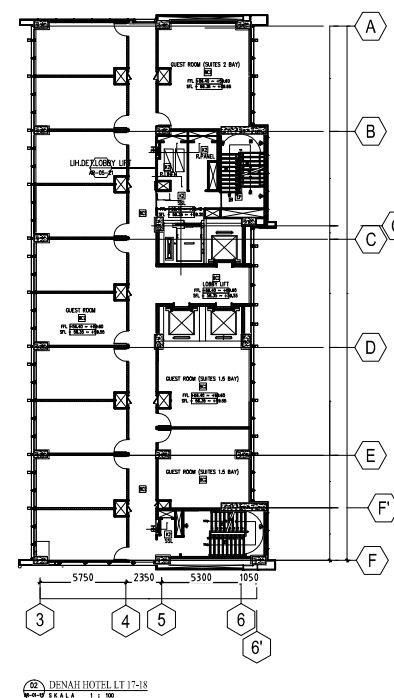
JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Denah Hotel 6-16  
Skala 1:500



Denah Hotel 17-18  
Skala 1:500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DENAH ARSITEKTUR

## SKALA

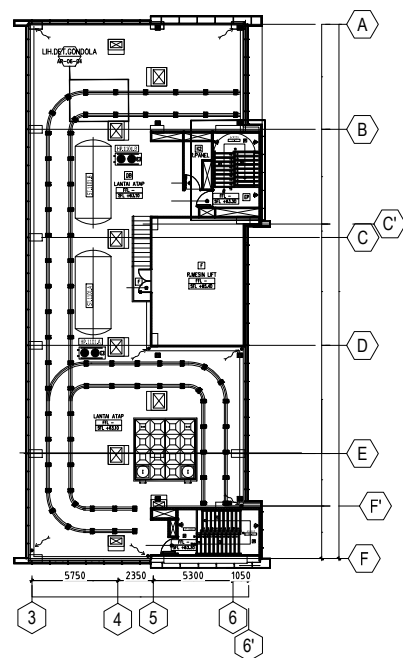
1:500

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
------------	---------------

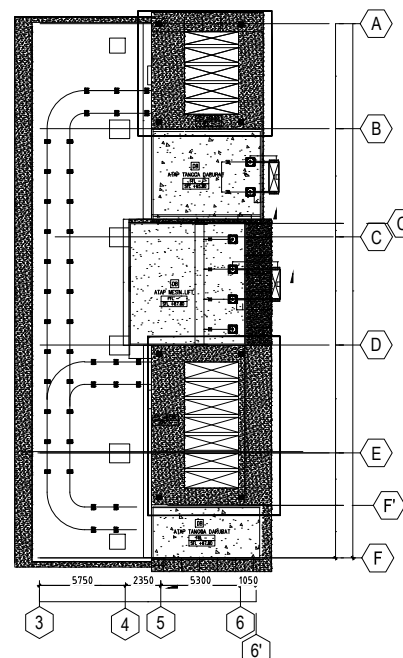
5

42

## CATATAN



Denah Atap Hotel  
Skala 1:500



Tampak Atas Hotel  
Skala 1:500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG

## SKALA

1:500

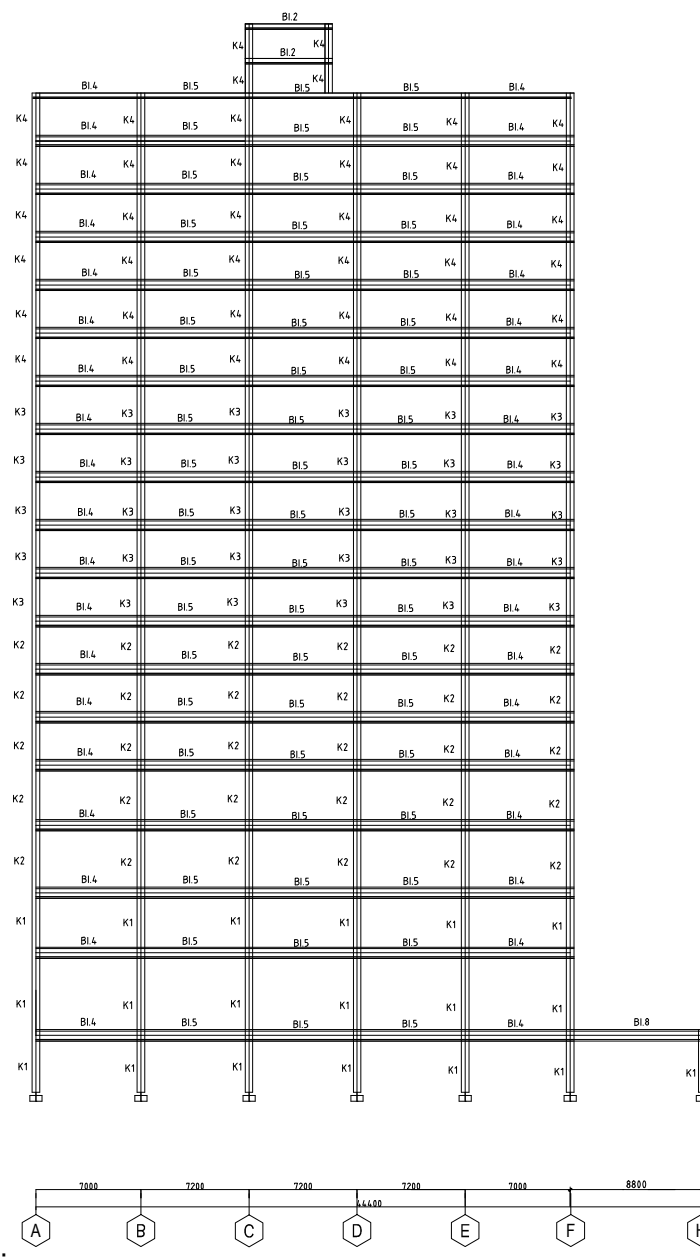
NO. LEMBAR

6

JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



LANTAI ATAP  
+67.50  
LANTAI R.MESIN  
+65.10  
LANTAI GUDANG  
+62.80  
LANTAI 18  
+59.60  
LANTAI 17  
+56.4  
LANTAI 16  
+53.2  
LANTAI 15  
+50.00  
LANTAI 14  
+46.80  
LANTAI 13  
+43.6  
LANTAI 12  
+40.40  
LANTAI 11  
+37.20  
LANTAI 10  
+34.00  
LANTAI 9  
+30.80  
LANTAI 8  
+27.60  
LANTAI 7  
+24.40  
LANTAI 6  
+21.20  
LANTAI 5  
+18.00  
LANTAI 4  
+14.00  
LANTAI 3  
+9.50  
LANTAI 2  
+5.50  
LANTAI 1  
0.00  
BASEMENT  
-3.80

Tabel Kolom		
No.	Tipe Balok	Dimensi (cm)
1	K1	80/80
2	K2	70/70
3	K3	60/60
4	K4	50/50

Potongan Memanjang  
Skala 1:500





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

POTONGAN MELINTANG

## SKALA

1:500

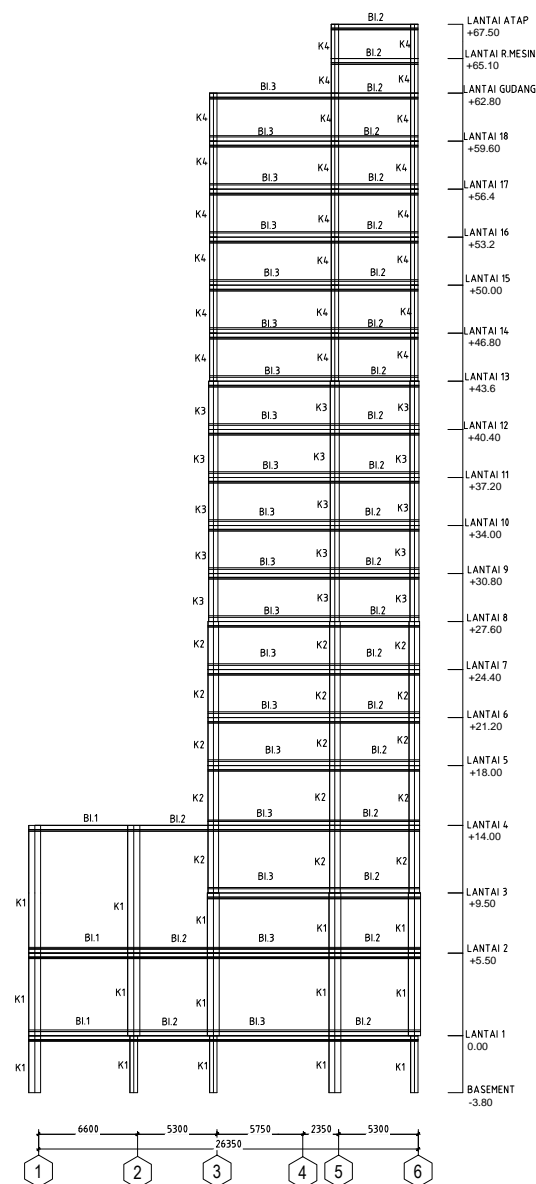
NO. LEMBAR

7

JUMLAH LEMBAR

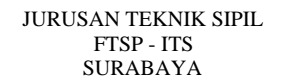
42

## CATATAN



Potongan Melintang  
Skala 1:500

Tabel Kolom		
No.	Tipe Balok	Dimensi (cm)
1	K1	80/80
2	K2	70/70
3	K3	60/60
4	K4	50/50



**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

Ir. Mudji Irmawan, MS.

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

KUSUMA INDRA KLANA

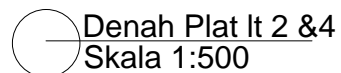
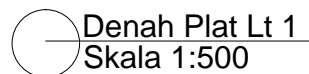
### DENAH PLAT

1:500

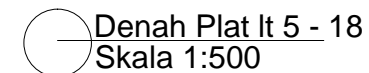
Jumlah Lembar

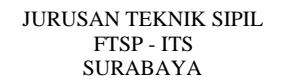
42

CATATAN



plat	ukuran (cm)	tebal (cm)	pracetak (cm)	overtopping (cm)
s1	350X110	12	7	5
s2	360X110	12	7	5
s3	350X100	12	7	5
s4	360X100	12	7	5
s5	350X125	12	7	5
s6	360X125	12	7	5
s7	285X110	12	7	5
s8	200X100	12	7	5
s9	235X100	12	7	5
s10	235X110	12	7	5
s11	180x90	12	7	5





**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

Ir. Mudji Irmawan, MS.

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

KUSUMA INDRA KLANA

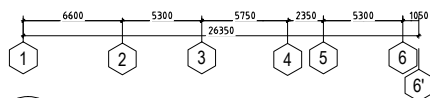
DENAH PEMBALOKAN

1:500

Jumlah Lembar

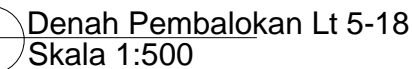
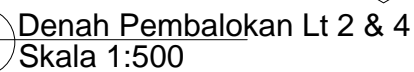
42

CATATAN



Denah Pembalokan Lt 1  
Skala 1:500

Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Pakai (cm)	
		b	h
Bl.1	6,6	50	75
Bl.2	5,3	50	75
Bl.3	8,1	50	75
Bl.4	7	50	75
Bl.5	7,2	50	75
Bl.6	8,8	50	75



Tipe Balok	Bentang (m)	Dimensi Pakai (cm)	
		b	h
BA.1	6,6	25	35
BA.2	5,3	25	35
BA.3	5,75	25	35
BA.4	7	35	55
BA.5	7,2	35	55
BA.6	8,8	35	55
BA.7	3	25	35
BA.8	6	25	35



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DENAH POER

## SKALA

1:500

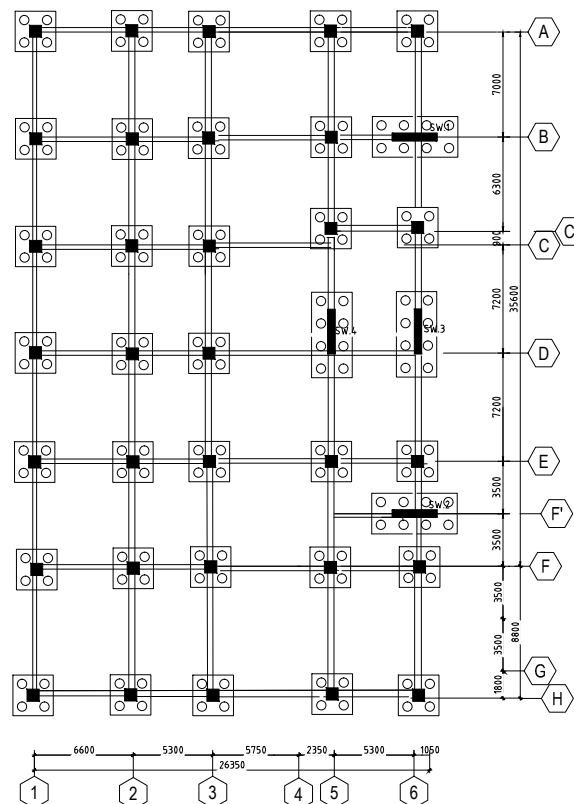
NO. LEMBAR

10

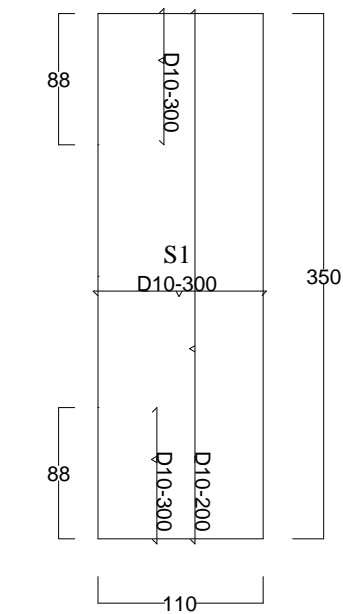
JUMLAH LEMBAR

42

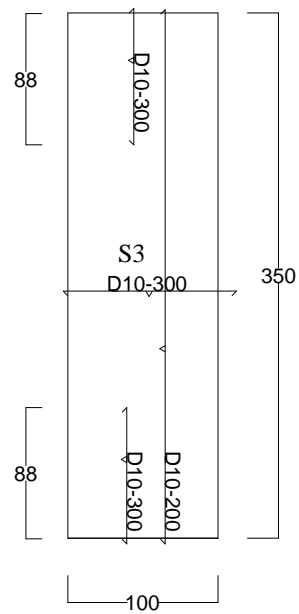
## CATATAN



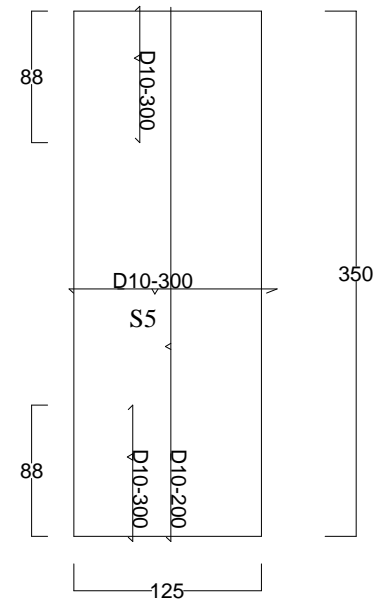
Denah Poer  
Skala 1:500



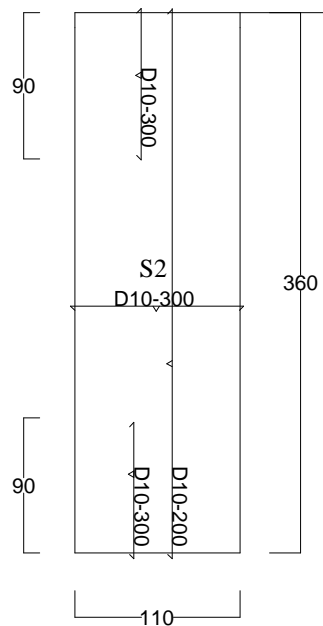
Detail Penulangan S1  
Skala 1:500



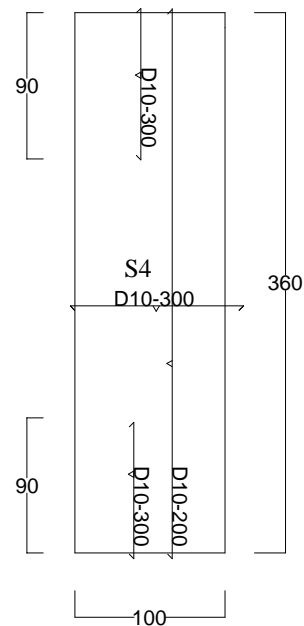
Detail Penulangan S3  
Skala 1:500



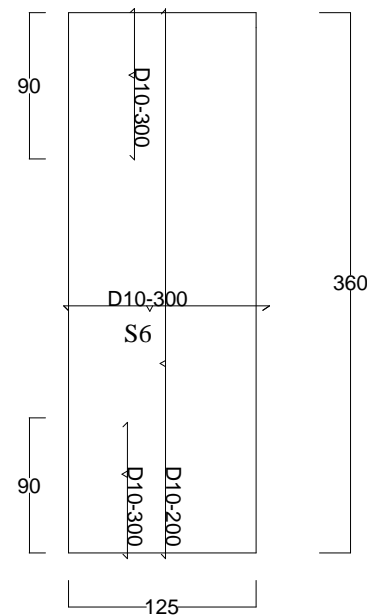
Detail Penulangan S5  
Skala 1:500



Detail Penulangan S2  
Skala 1:500



Detail Penulangan S4  
Skala 1:500



Detail Penulangan S6  
Skala 1:500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN

SKALA

1:500

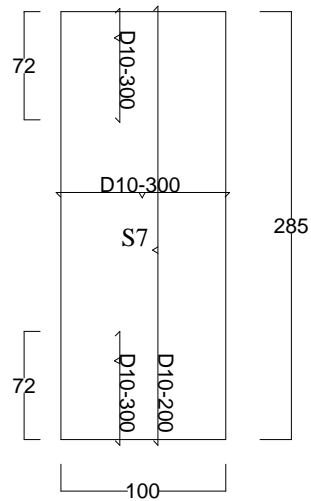
NO. LEMBAR

11

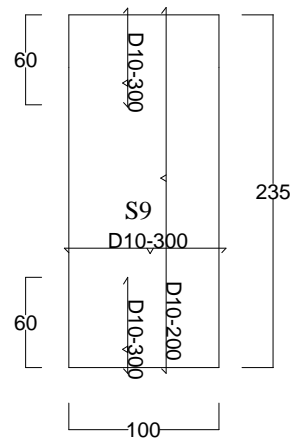
JUMLAH LEMBAR

42

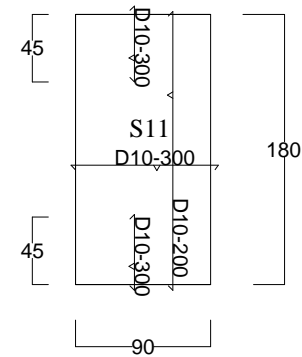
CATATAN



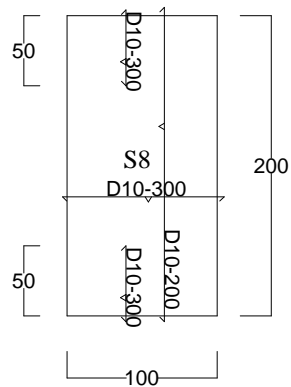
Detail Penulangan S7  
Skala 1:500



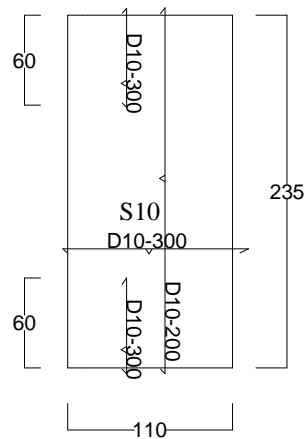
Detail Penulangan S9  
Skala 1:500



Detail Penulangan S11  
Skala 1:500



Detail Penulangan S8  
Skala 1:500



Detail Penulangan S10  
Skala 1:500



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DENAH PEMBALOKAN

## SKALA

1:500

NO. LEMBAR

12

JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK 1

## SKALA

1:40

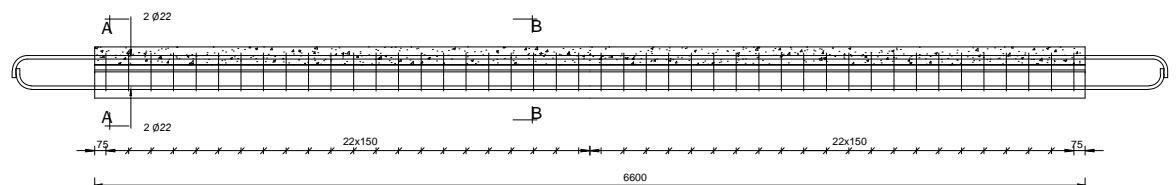
NO. LEMBAR

13

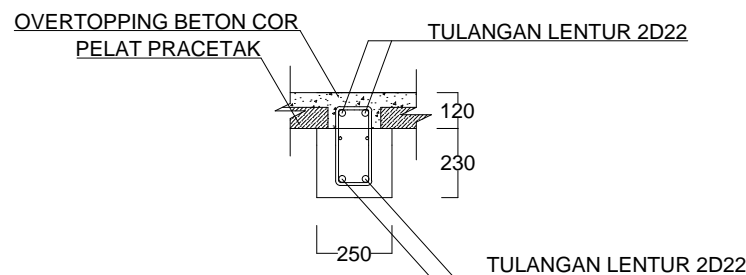
JUMLAH LEMBAR

42

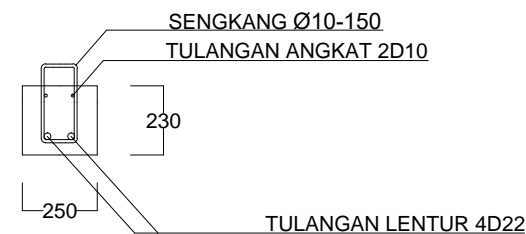
## CATATAN



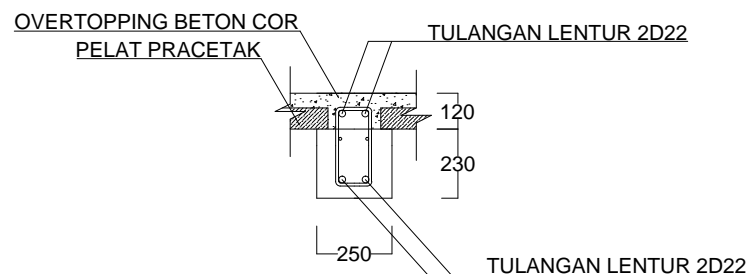
Detail BA1 Setelah Komposit  
Skala 1:40



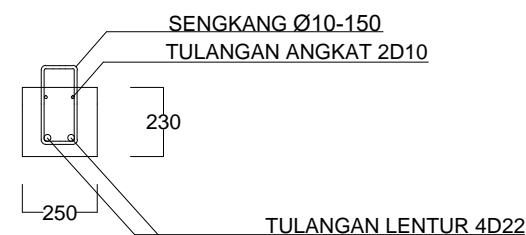
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK 2

## SKALA

1:40

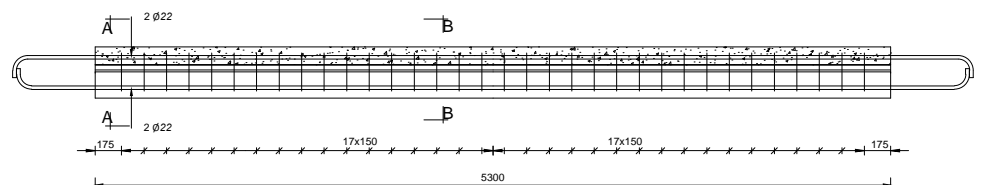
NO. LEMBAR

14

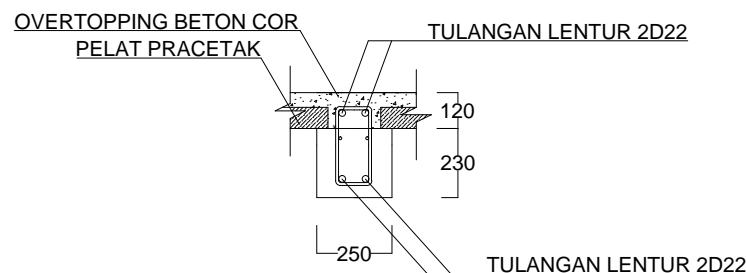
JUMLAH LEMBAR

42

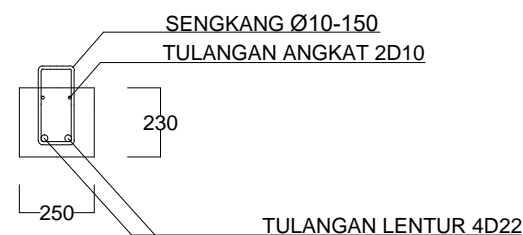
## CATATAN



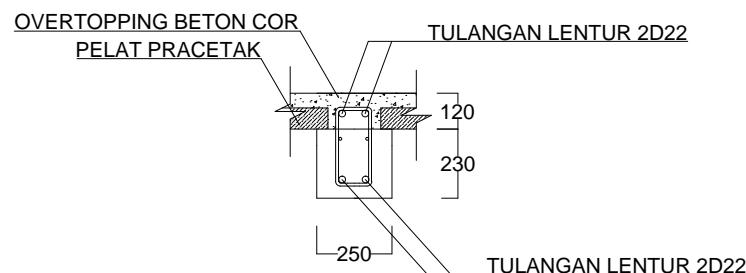
Detail BA2 Setelah Komposit  
Skala 1:40



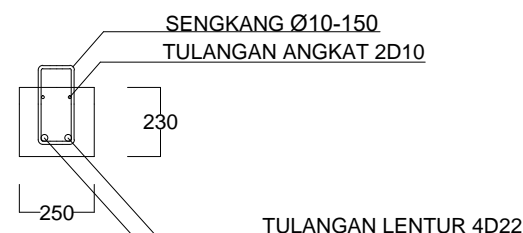
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK 3

## SKALA

1:40

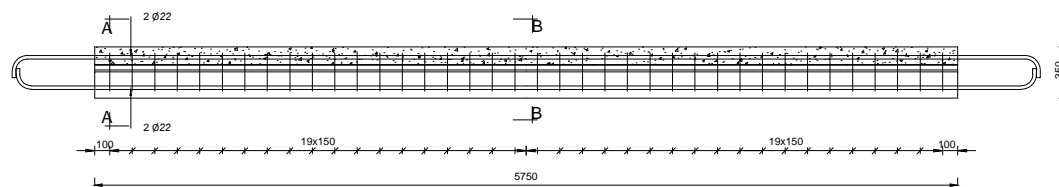
NO. LEMBAR

15

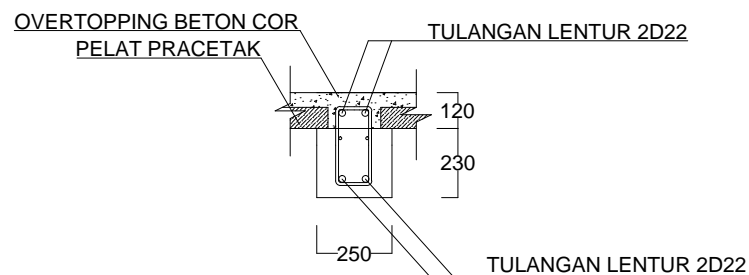
JUMLAH LEMBAR

42

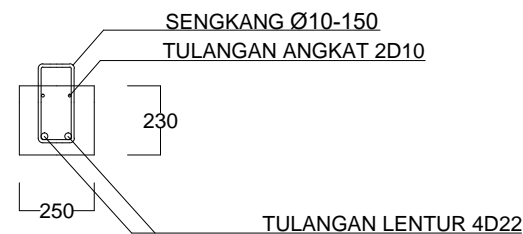
## CATATAN



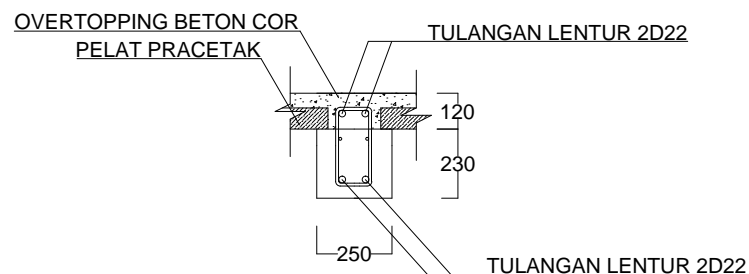
Detail BA3 Setelah Komposit  
Skala 1:40



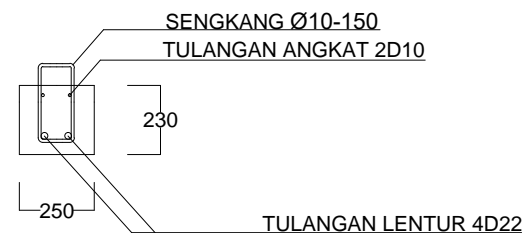
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK4

## SKALA

1:40

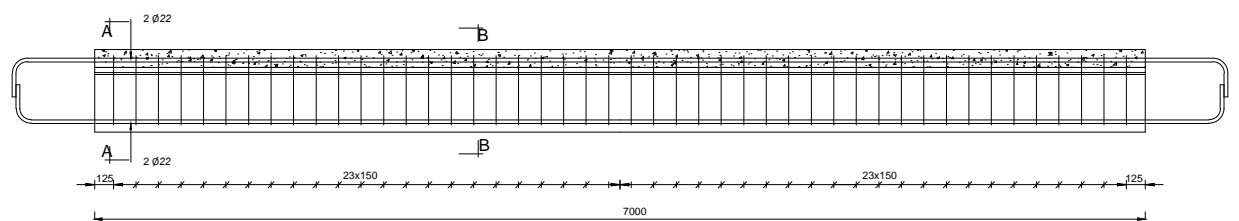
NO. LEMBAR

16

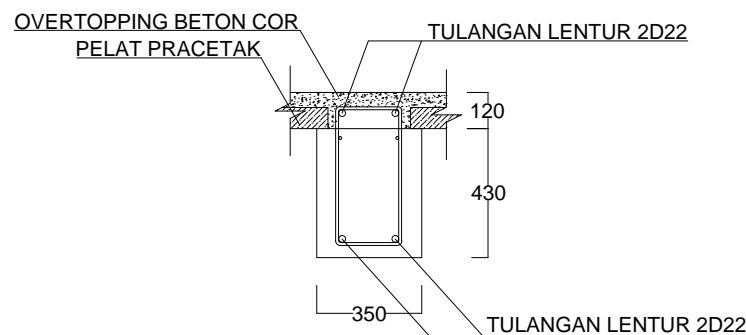
JUMLAH LEMBAR

42

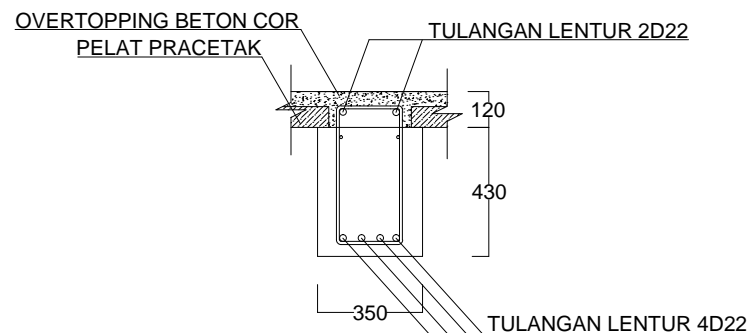
## CATATAN



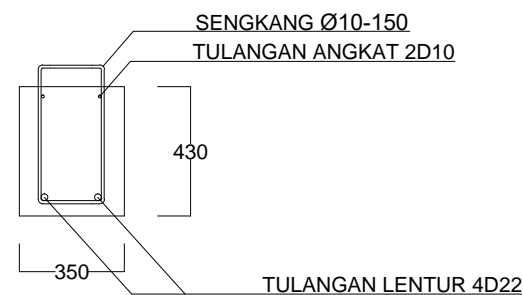
Detail BA4 Setelah Komposit  
Skala 1:40



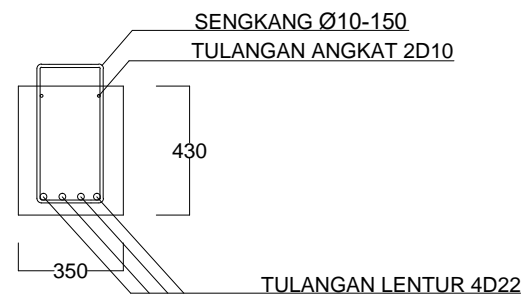
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK 5

## SKALA

1:40

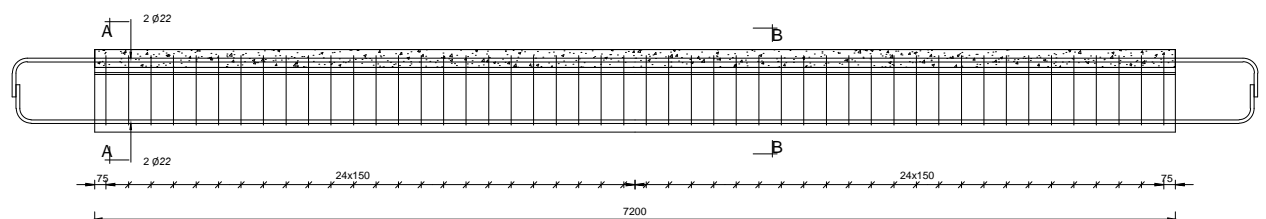
NO. LEMBAR

17

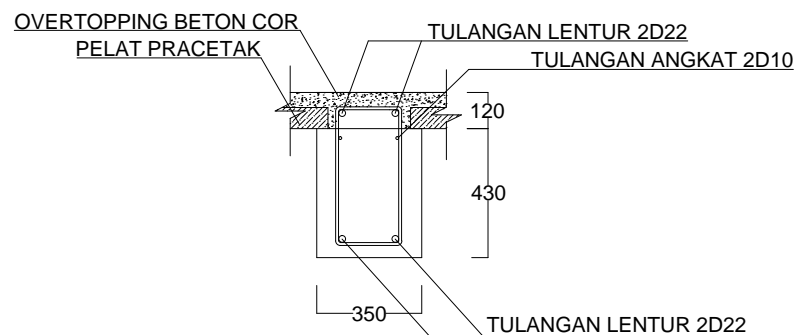
JUMLAH LEMBAR

42

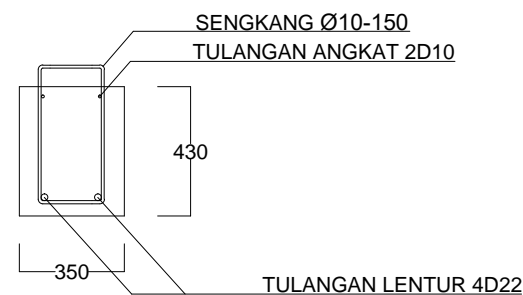
## CATATAN



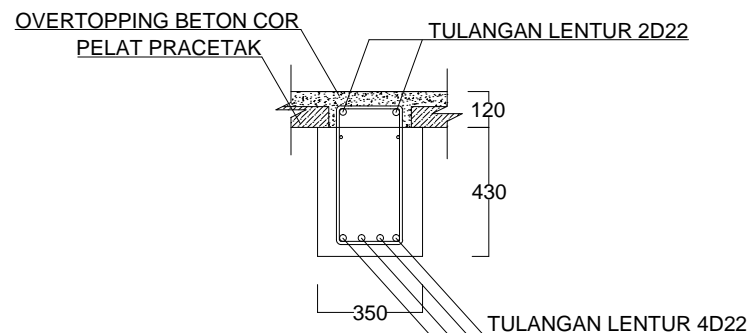
Detail BA5 Setelah Komposit  
Skala 1:40



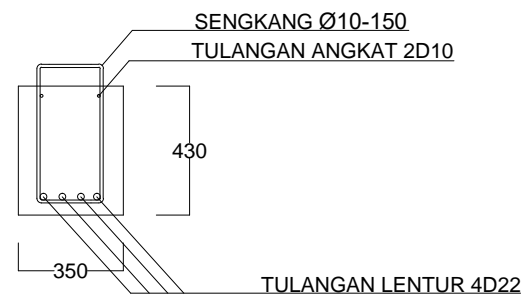
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK 6

## SKALA

1:40

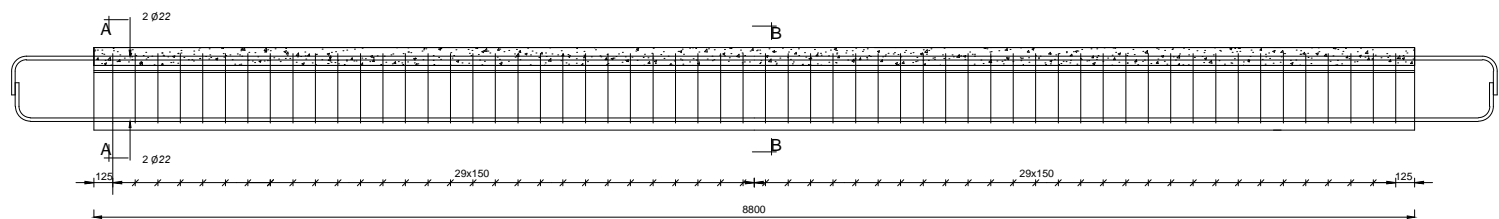
NO. LEMBAR

18

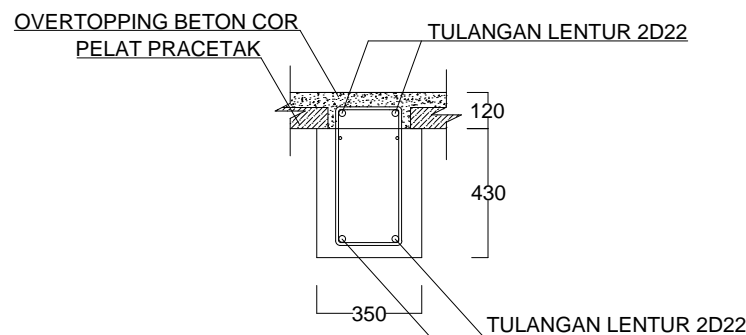
JUMLAH LEMBAR

42

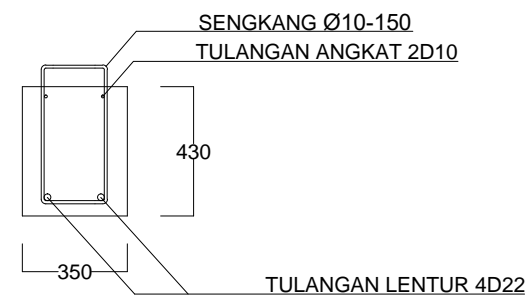
## CATATAN



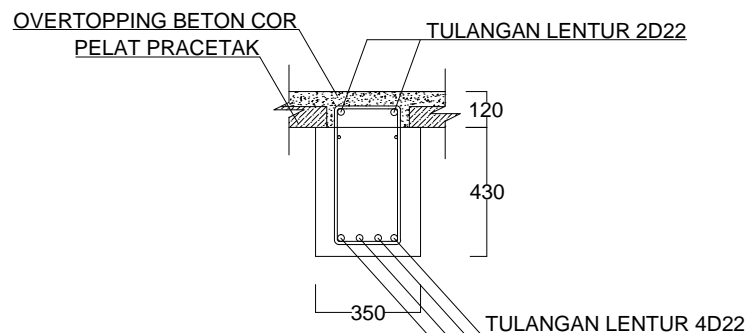
Detail BA6 Setelah Komposit  
Skala 1:40



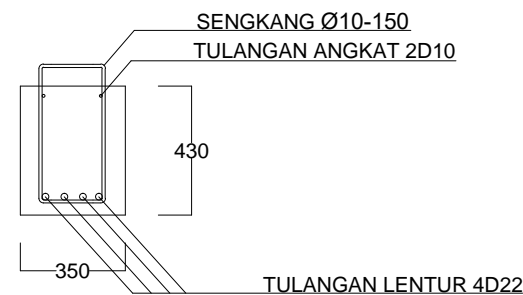
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK 7

## SKALA

1:40

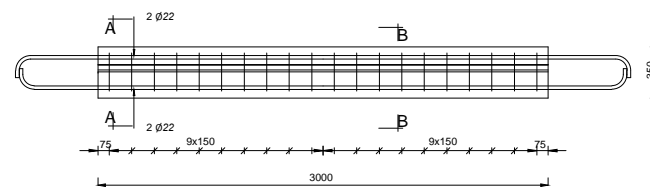
NO. LEMBAR

19

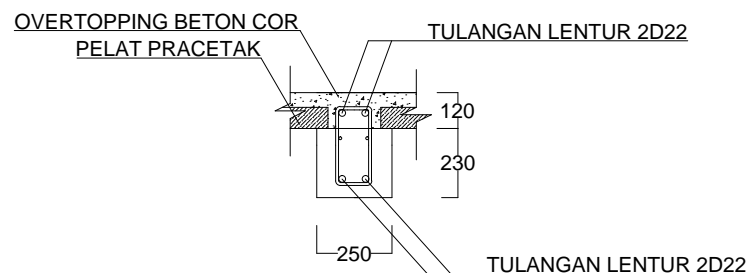
JUMLAH LEMBAR

42

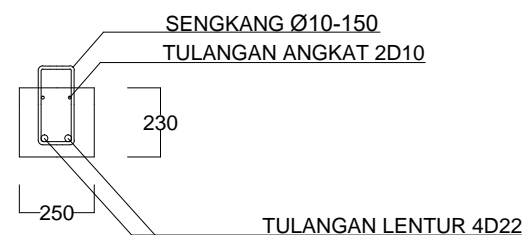
## CATATAN



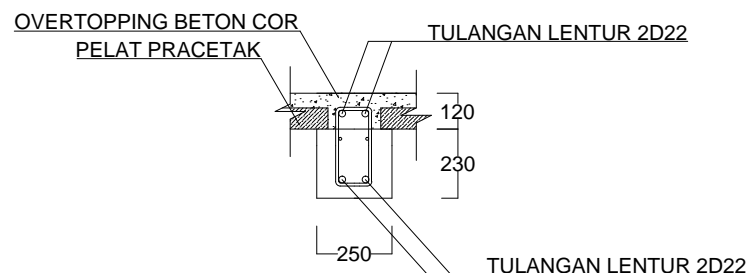
Detail BA7 Setelah Komposit  
Skala 1:40



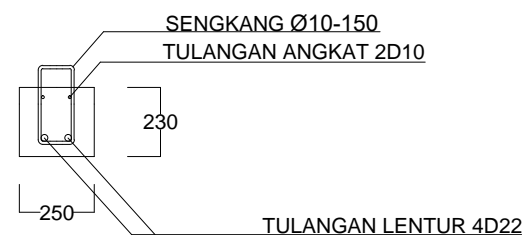
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK 8

## SKALA

1:40

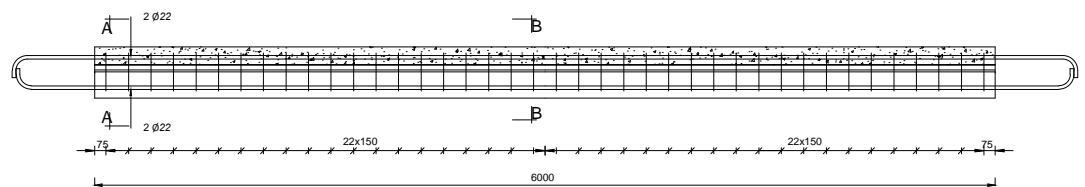
NO. LEMBAR

20

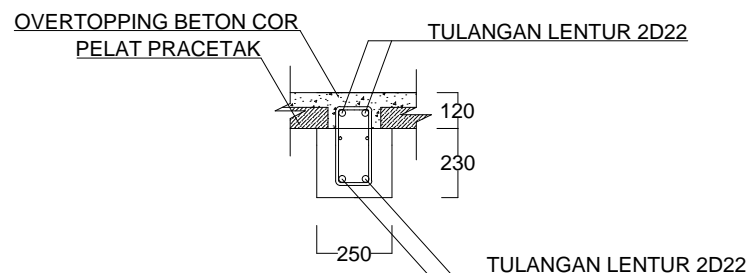
JUMLAH LEMBAR

42

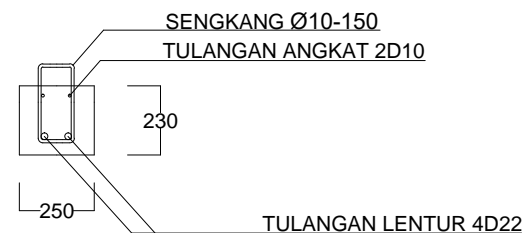
## CATATAN



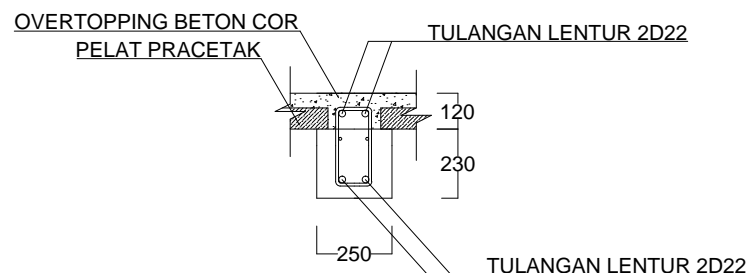
Detail BA8 Setelah Komposit  
Skala 1:40



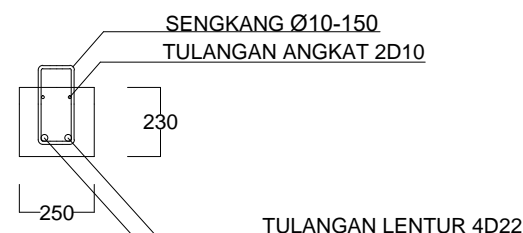
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL TANGGA  
TIPE 1

## SKALA

1:100

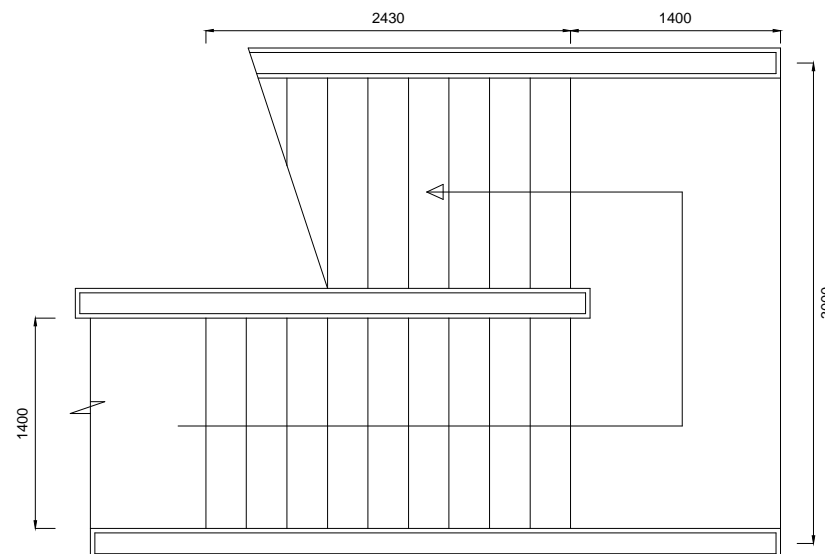
NO. LEMBAR

21

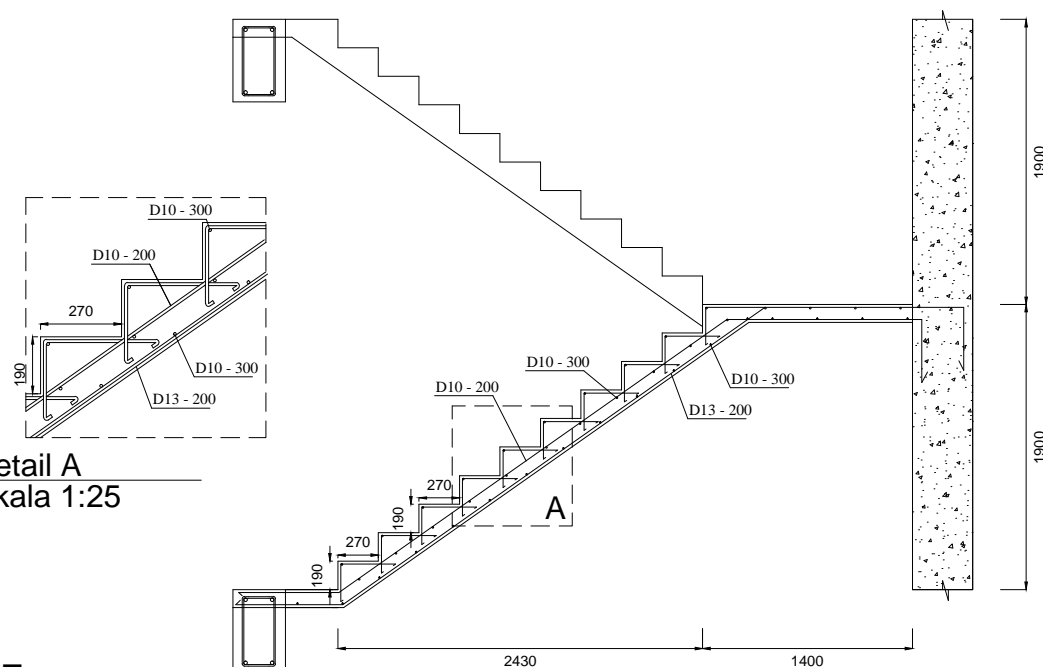
JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Denah Tangga  
Skala 1:50



Detail A  
Skala 1:25

Penulangan Tangga  
Skala 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL TANGGA  
TIPE 2

## SKALA

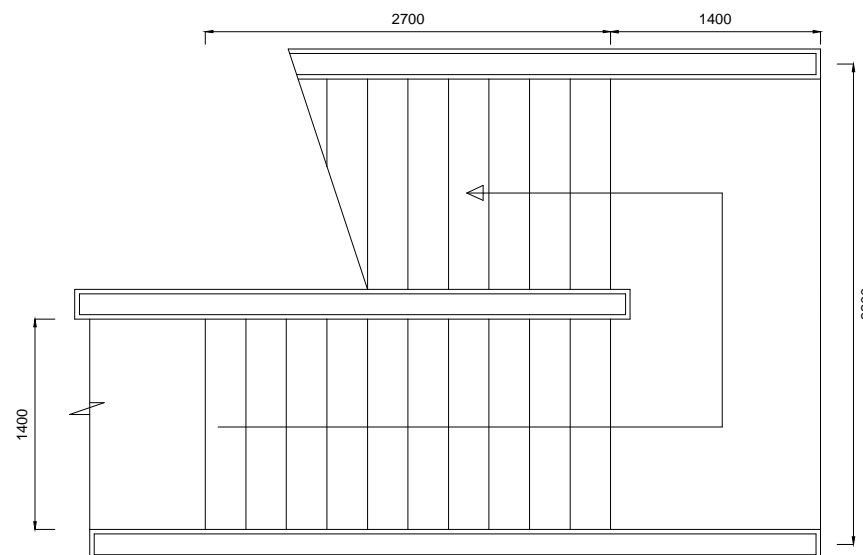
1:100

NO. LEMBAR

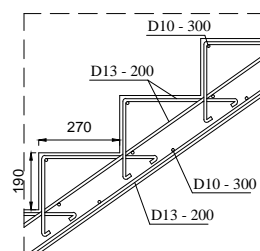
22

42

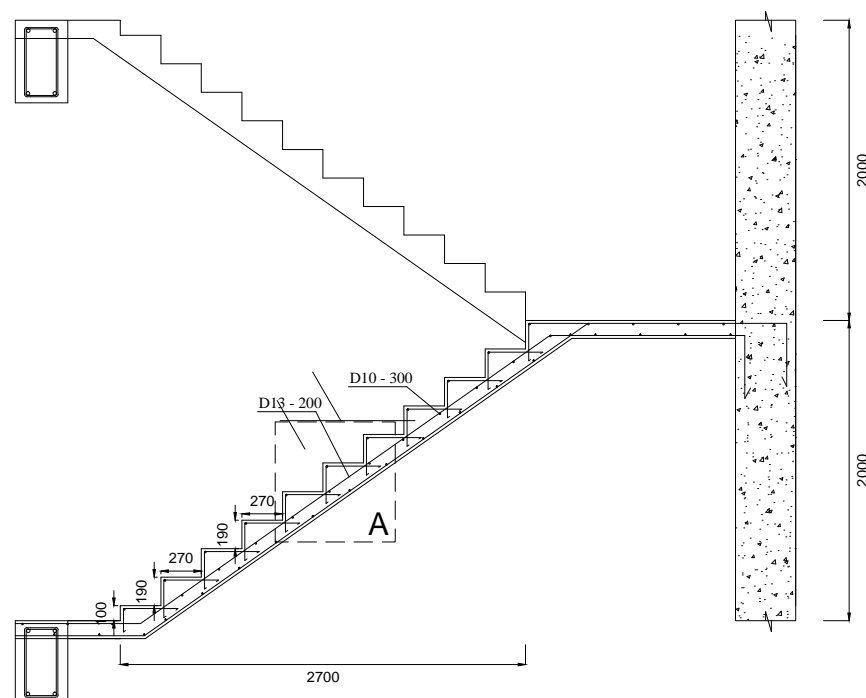
## CATATAN



Denah Tangga  
Skala 1:50



Detail A  
Skala 1:25



Penulangan Tangga  
Skala 1:50





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL TANGGA  
TIPE 3

## SKALA

1:100

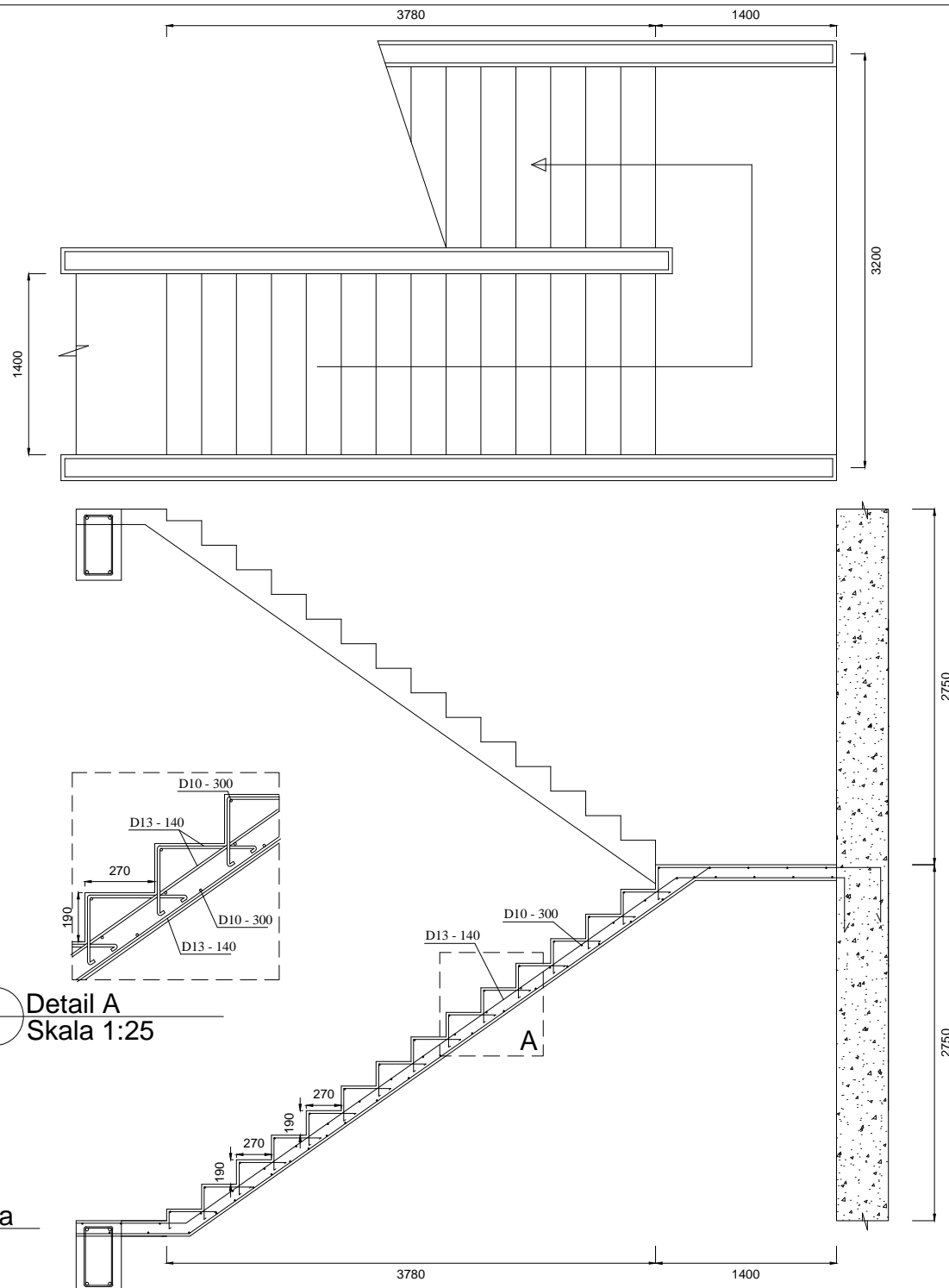
NO. LEMBAR

23

JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Denah Tangga  
Skala 1:50

Detail A  
Skala 1:25

Penulangan Tangga  
Skala 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL TANGGA  
TIPE 4

## SKALA

1:100

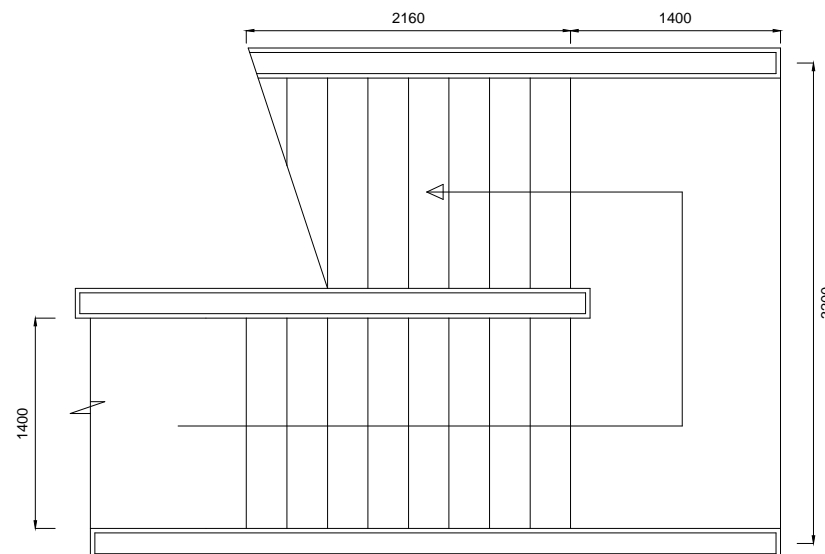
NO. LEMBAR

24

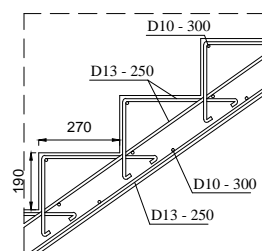
JUMLAH LEMBAR

42

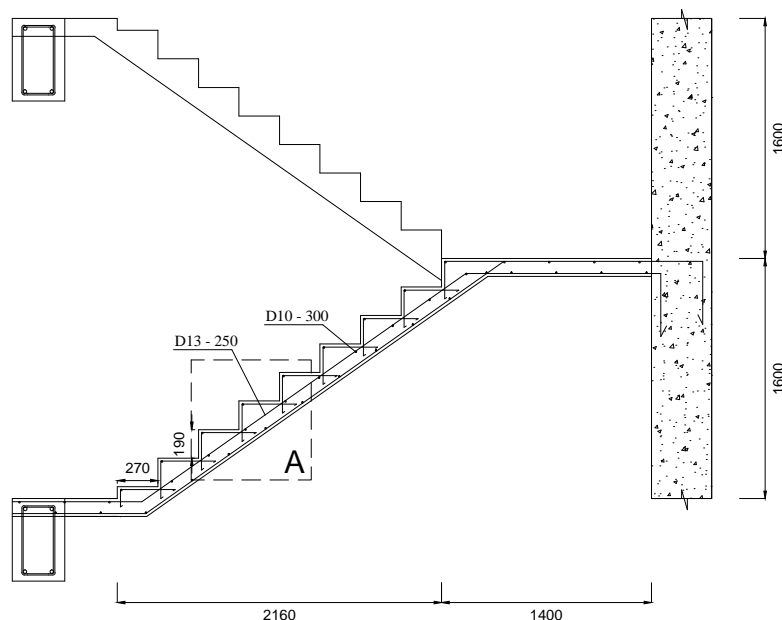
## CATATAN



Denah Tangga  
Skala 1:50



Detail A  
Skala 1:25



Penulangan Tangga  
Skala 1:50



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL TANGGA  
TIPE 5

## SKALA

1:100

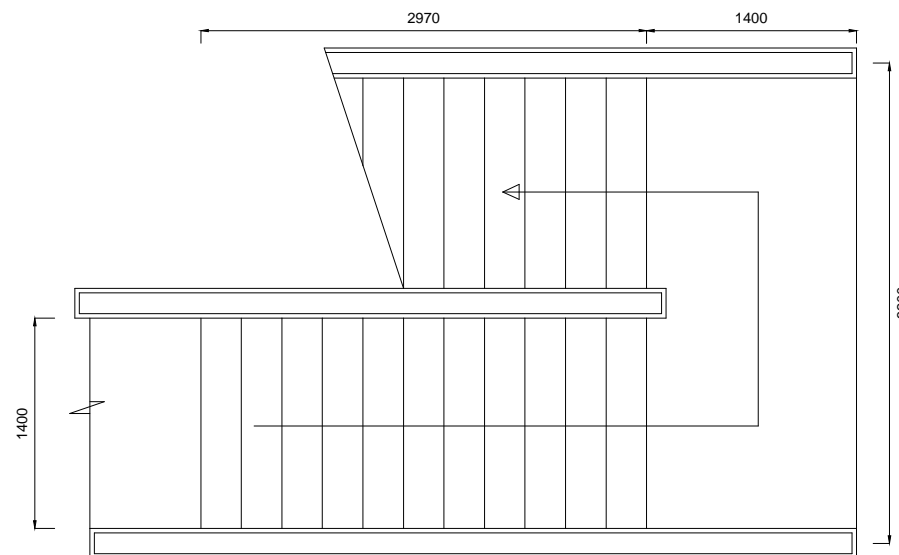
NO. LEMBAR

25

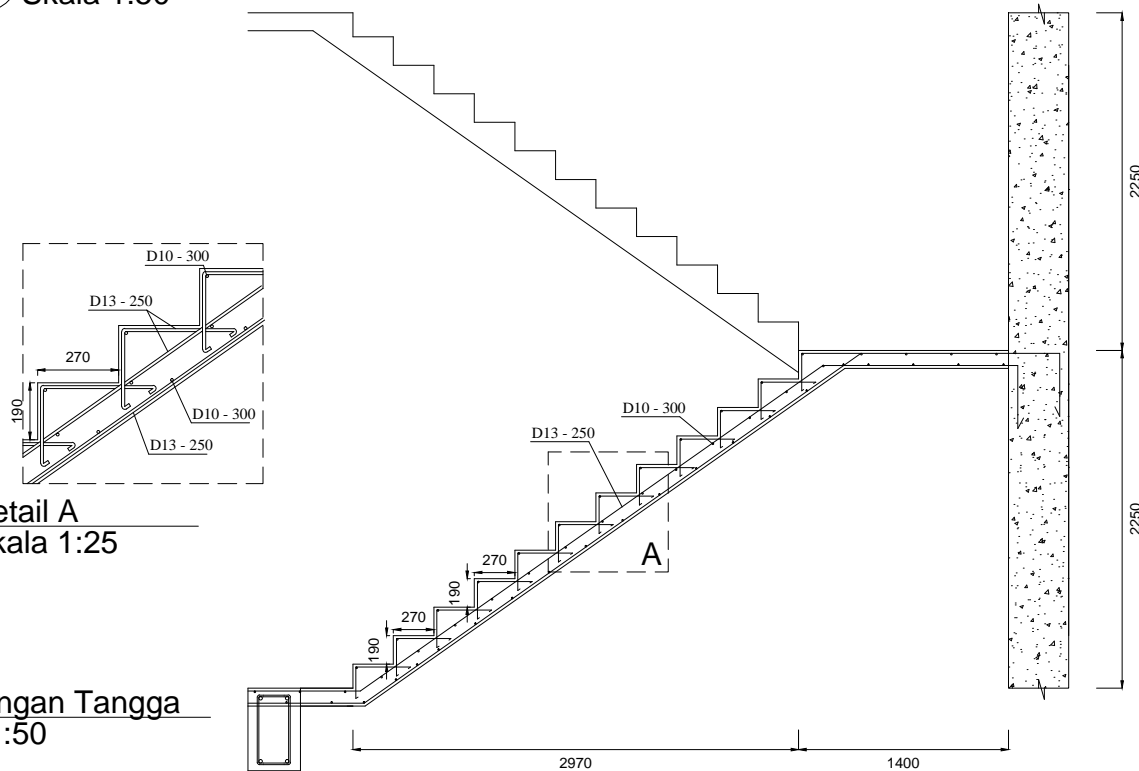
JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN

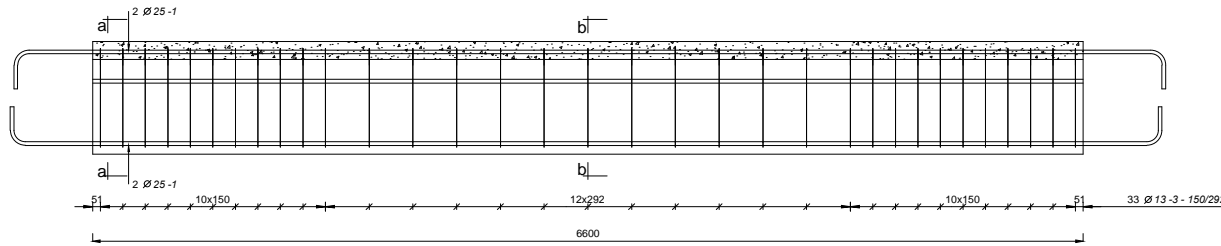


Denah Tangga  
Skala 1:50

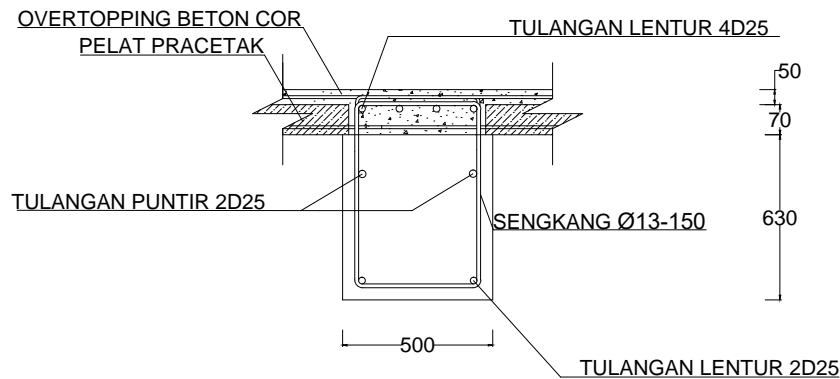


Detail A  
Skala 1:25

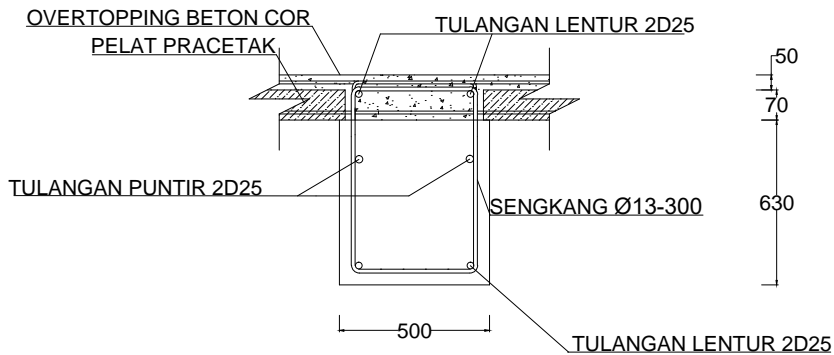
Penulangan Tangga  
Skala 1:50



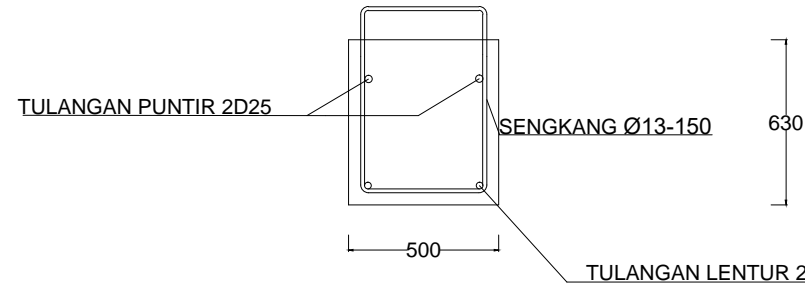
Detail BI 1 Setelah Komposit  
Skala 1:40



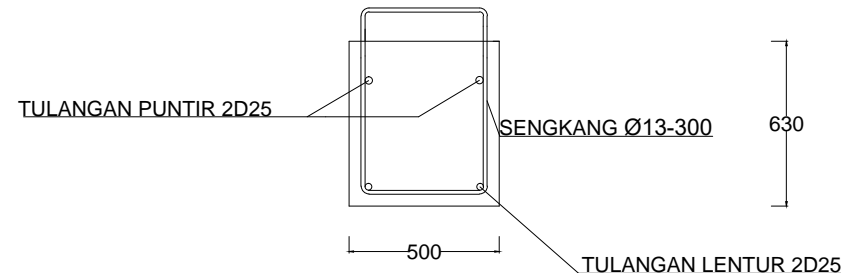
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK 1

## SKALA

1:40

NO. LEMBAR

JUMLAH LEMBAR

26

42

## CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK 2

## SKALA

1:40

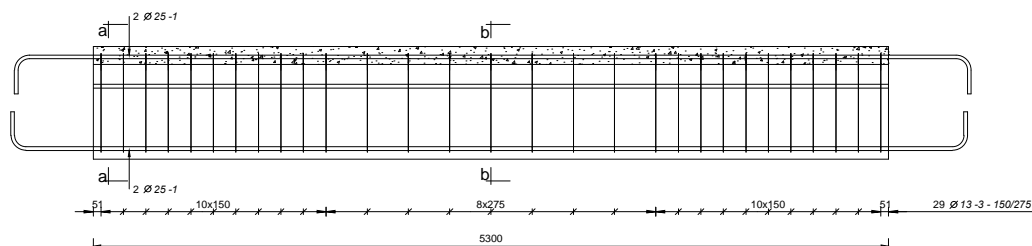
NO. LEMBAR

27

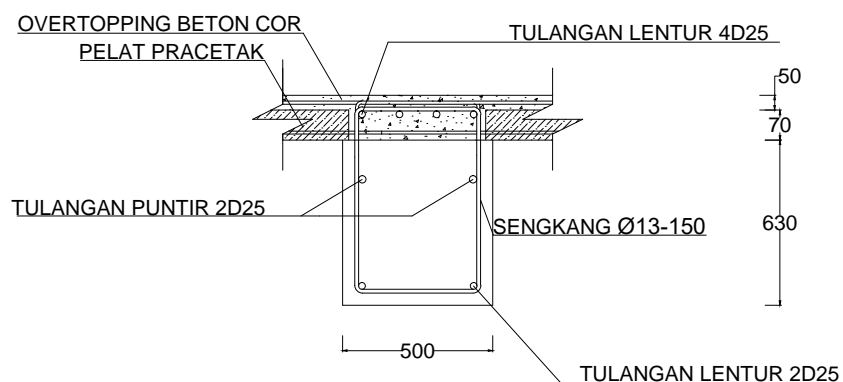
JUMLAH LEMBAR

42

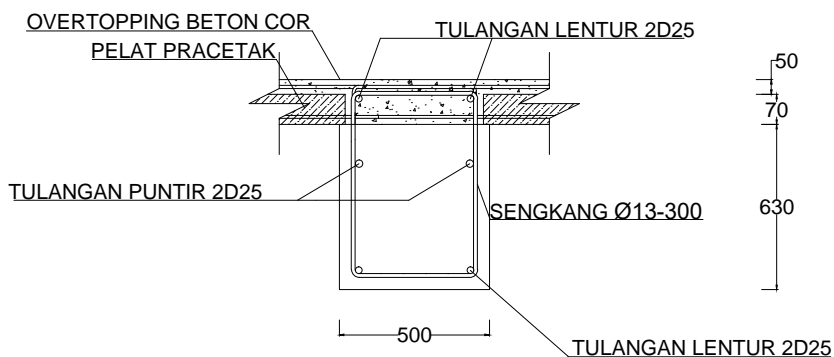
## CATATAN



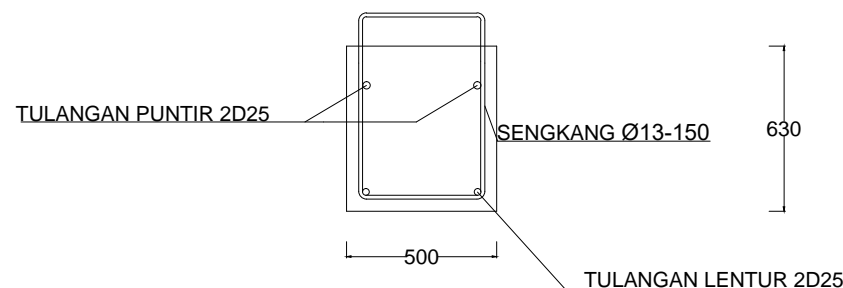
Detail BI 2 Setelah Komposit  
Skala 1:40



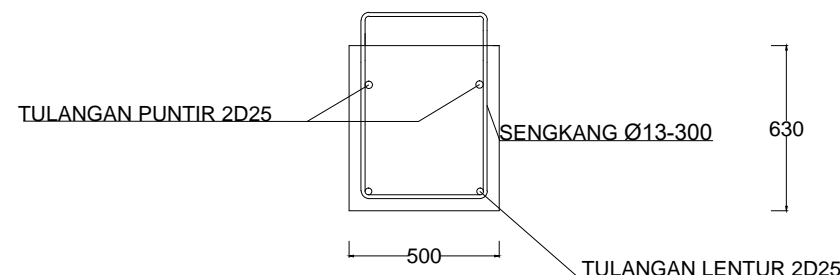
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK 3

## SKALA

1:40

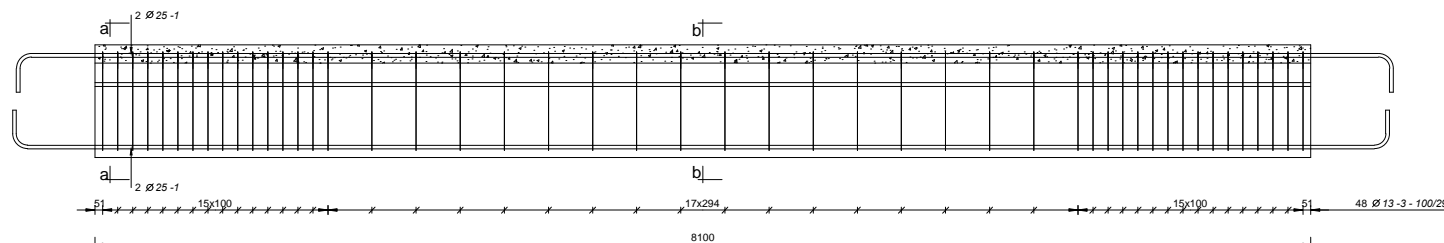
NO. LEMBAR

28

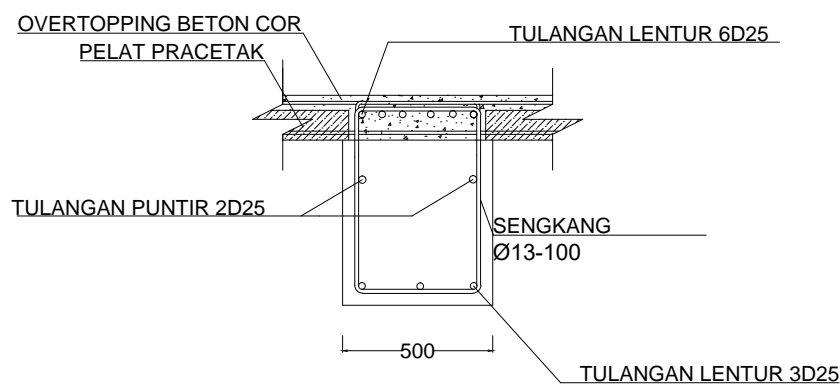
JUMLAH LEMBAR

42

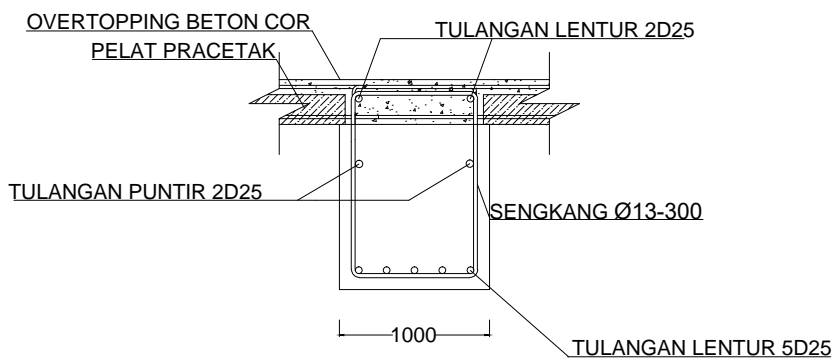
## CATATAN



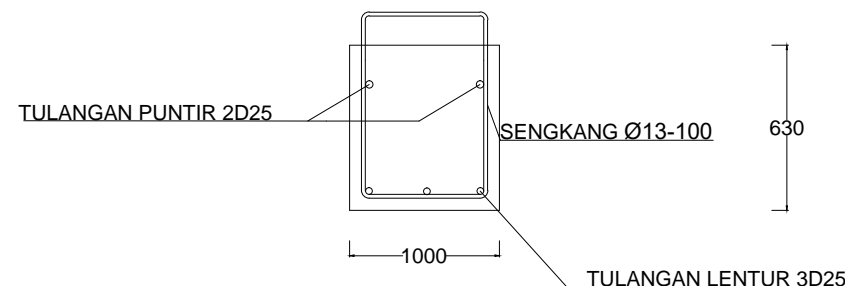
Detail BI 3 Setelah Komposit  
Skala 1:40



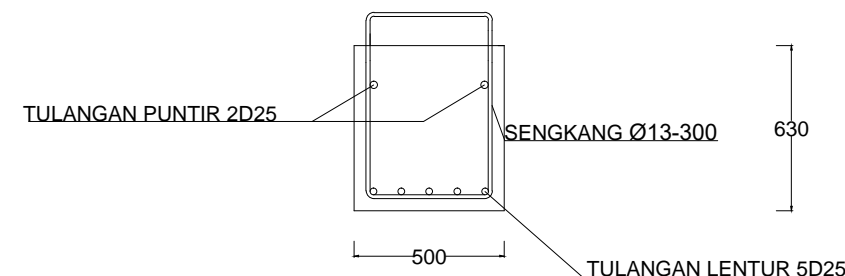
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



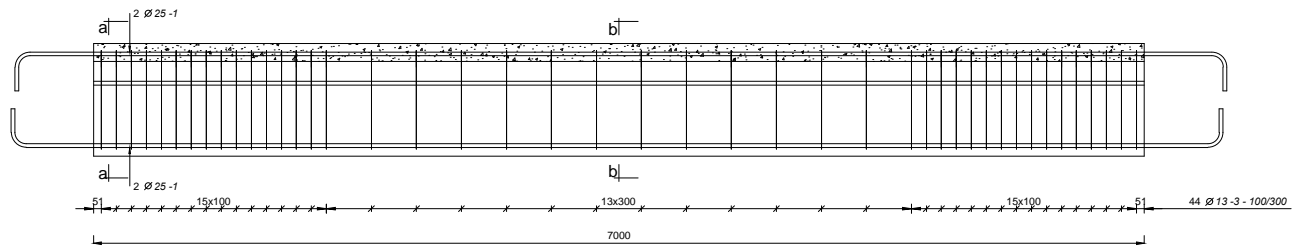
Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



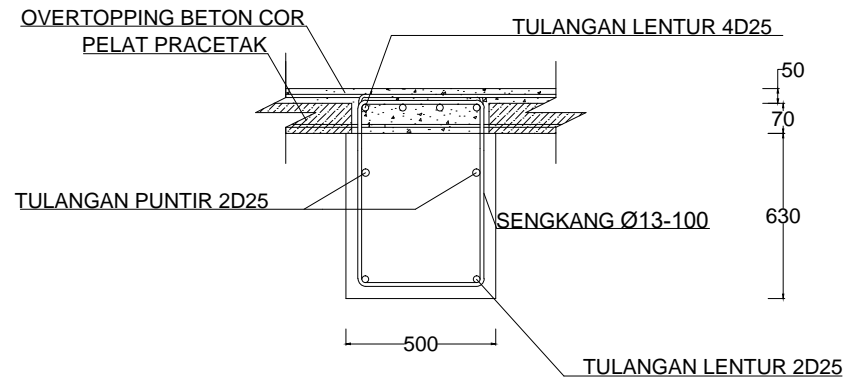
Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



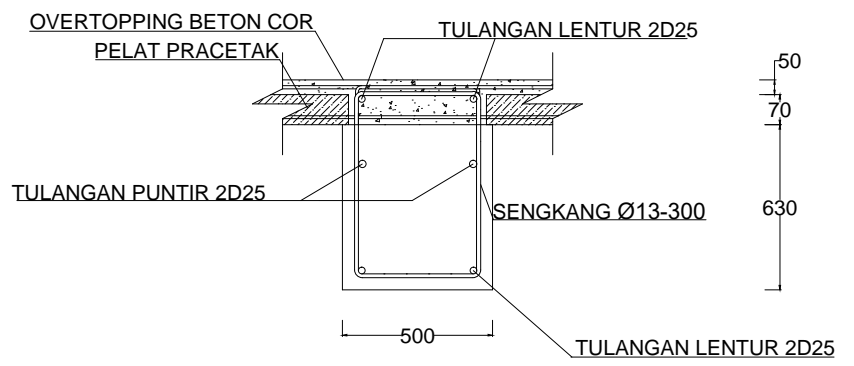
Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



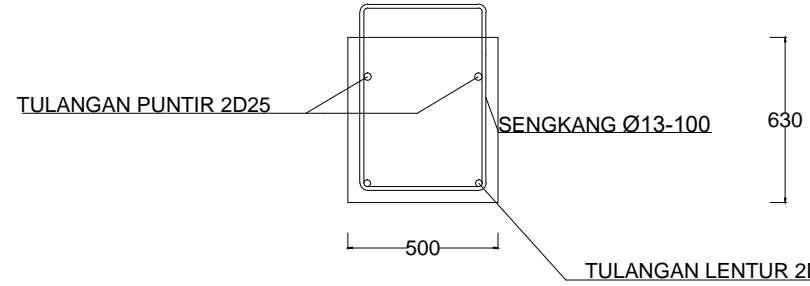
Detail BI 4 Setelah Komposit  
Skala 1:40



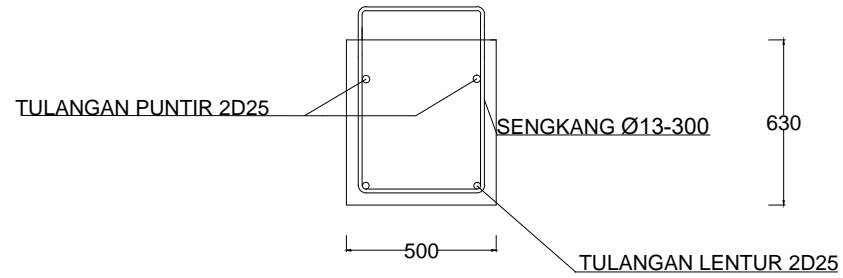
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK 4

## SKALA

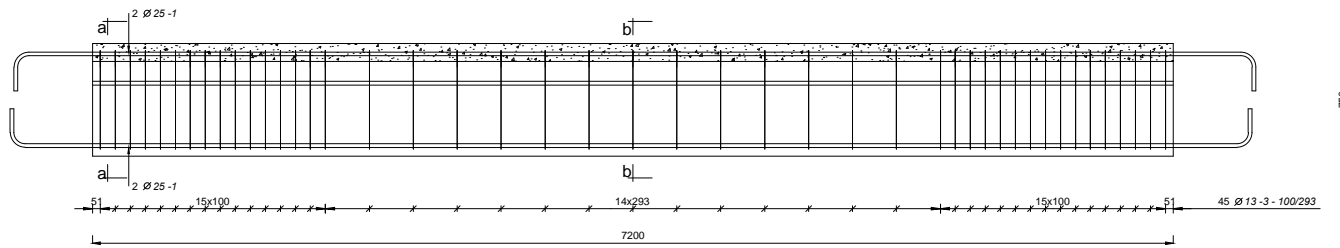
1:40

NO. LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
------------	---------------

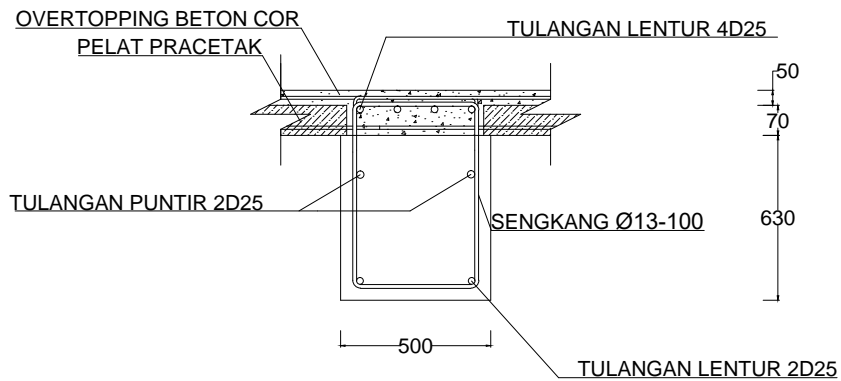
29

42

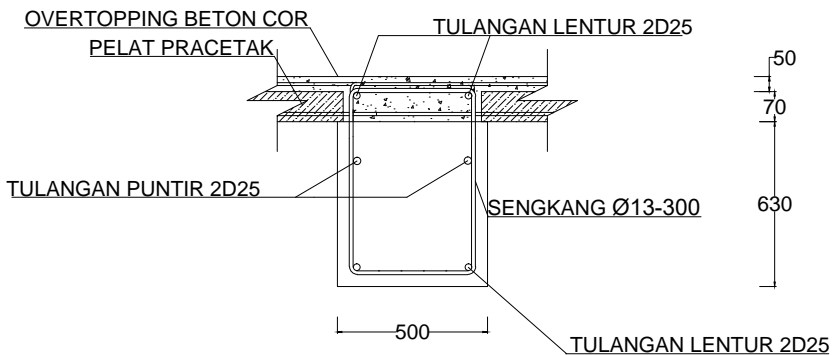
## CATATAN



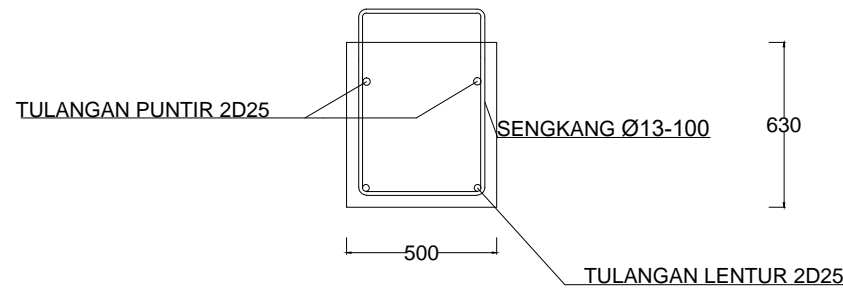
Detail BI 5 Setelah Komposit  
Skala 1:40



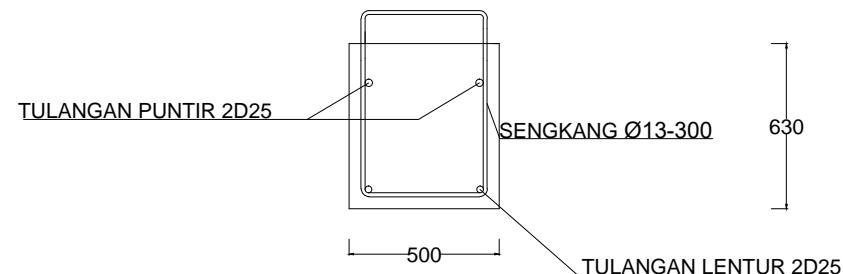
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK 5

## SKALA

1:40

NO. LEMBAR

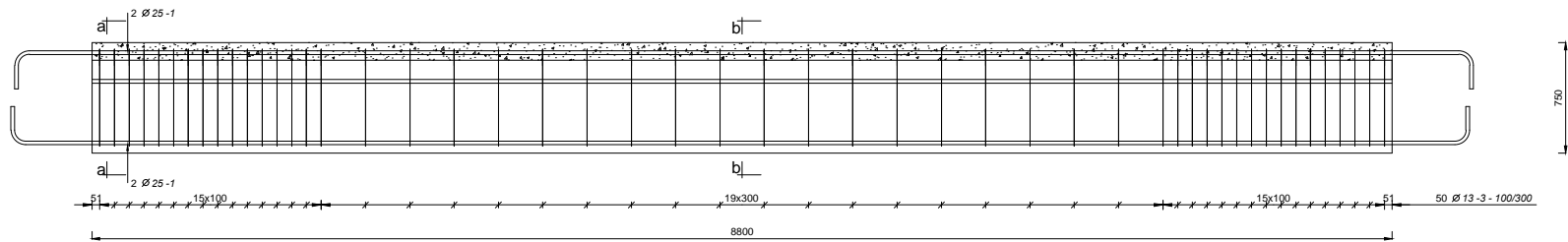
30

JUMLAH LEMBAR

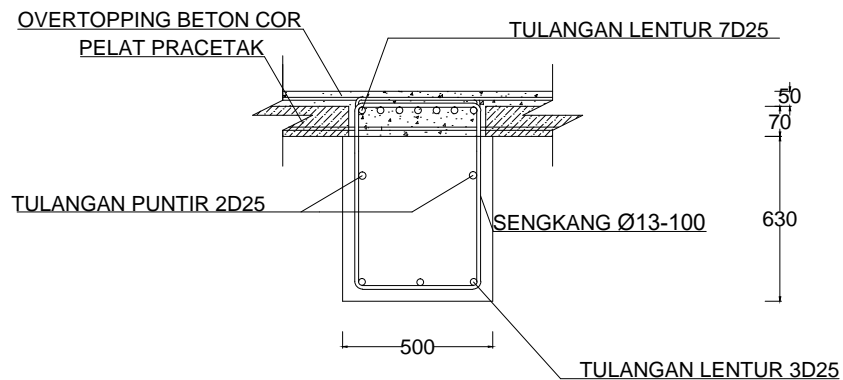
42

## CATATAN

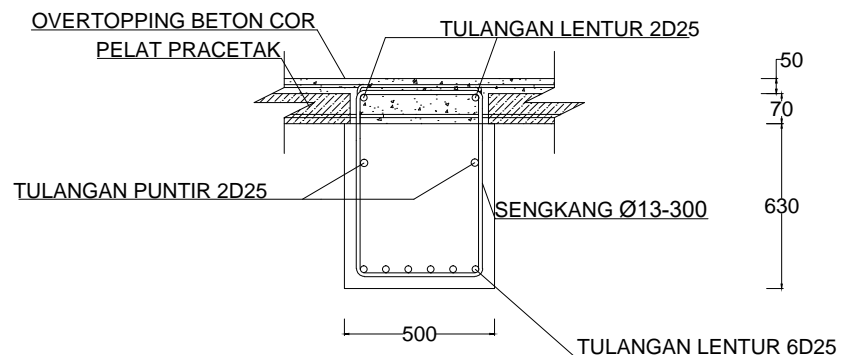




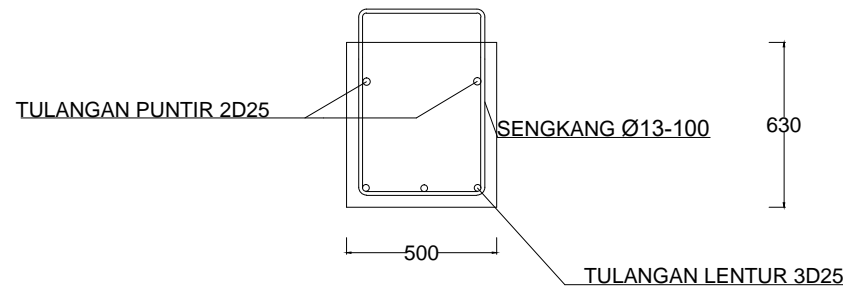
Detail BI 6 Setelah Komposit  
Skala 1:40



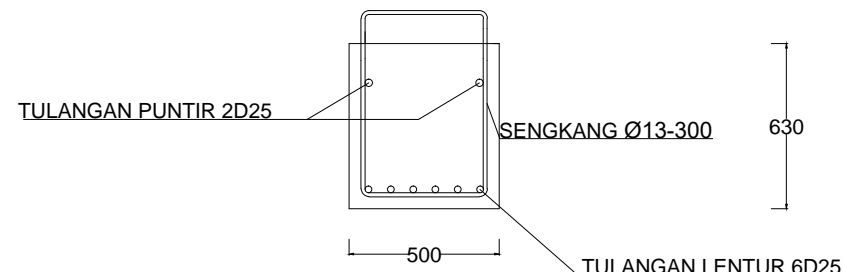
Detail Potongan A-A Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Setelah Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A Sebelum Komposit  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B Sebelum Komposit  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK 6

SKALA

1:40

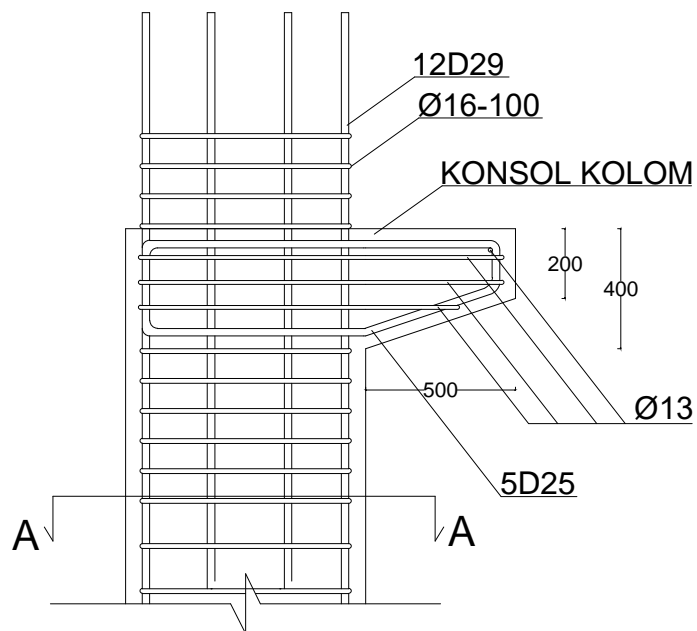
NO. LEMBAR

31

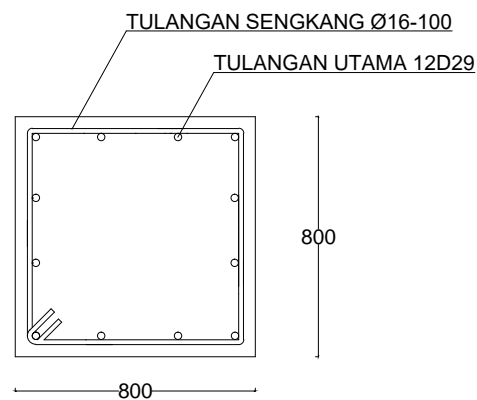
JUMLAH LEMBAR

42

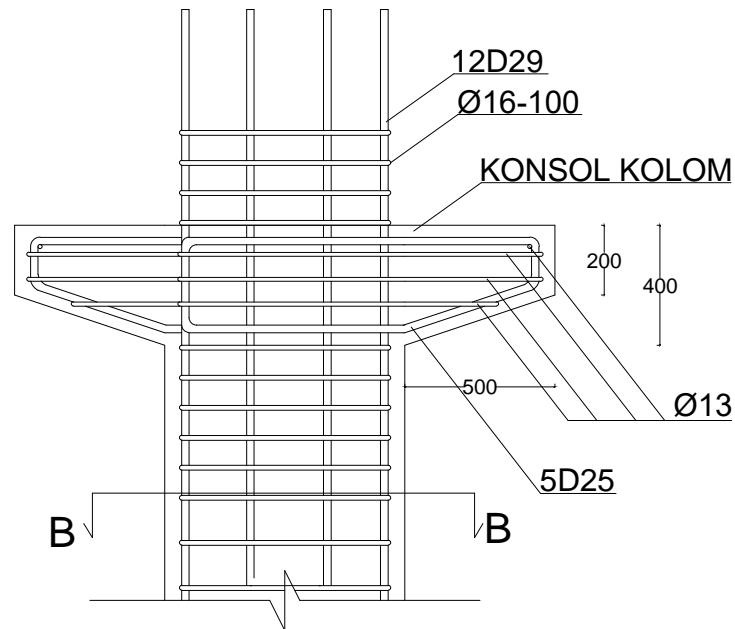
CATATAN



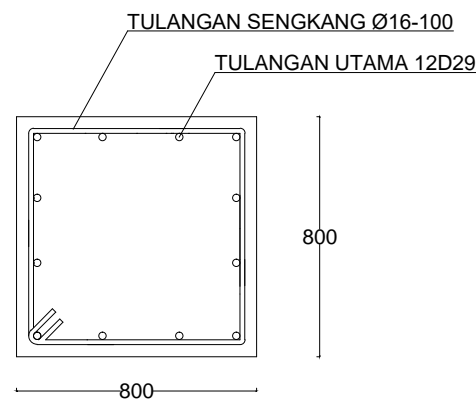
Penulangan Kolom Tipe K1 Interior  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A  
Skala 1:25



Penulangan Kolom Tipe K1 Eksterior  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

DETAIL TULANGAN K1

SKALA

1:25

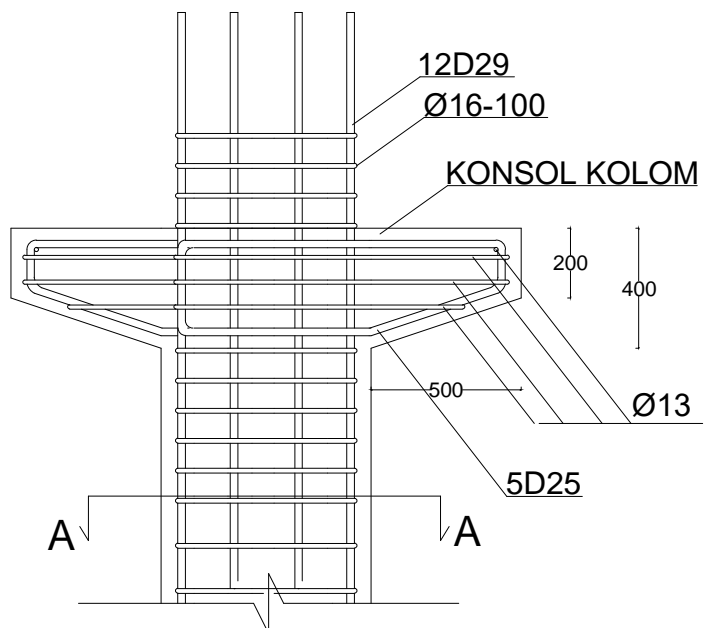
NO. LEMBAR

32

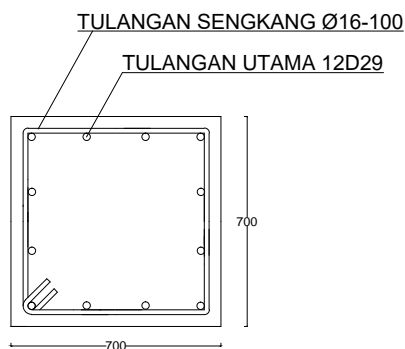
JUMLAH LEMBAR

42

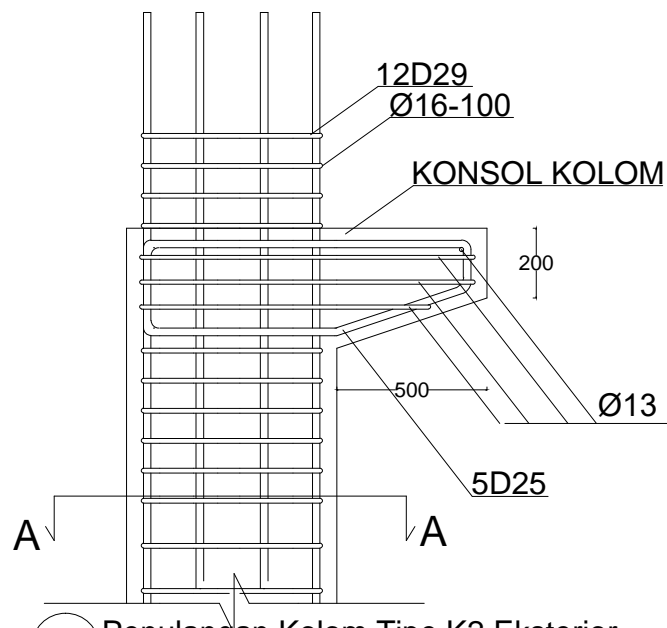
CATATAN



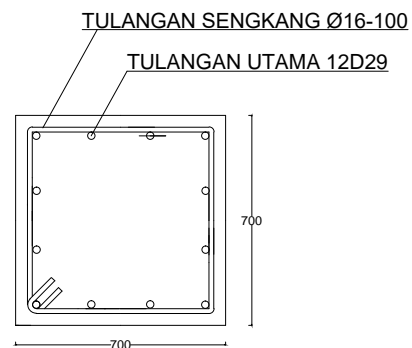
Penulangan Kolom Tipe K2 Interior  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A  
Skala 1:25



Penulangan Kolom Tipe K2 Eksterior  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

DETAIL TULANGAN K2

SKALA

1:25

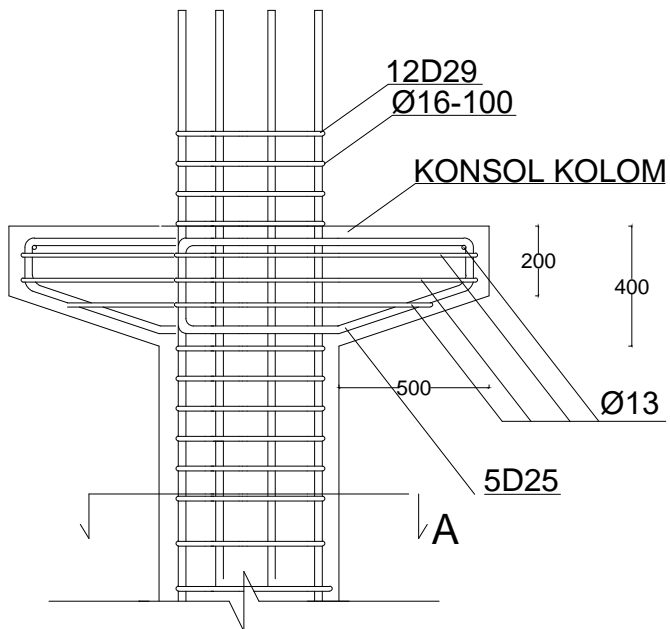
NO. LEMBAR

33

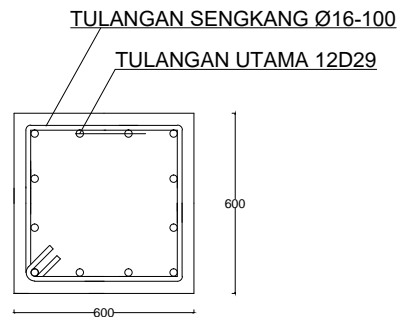
JUMLAH LEMBAR

42

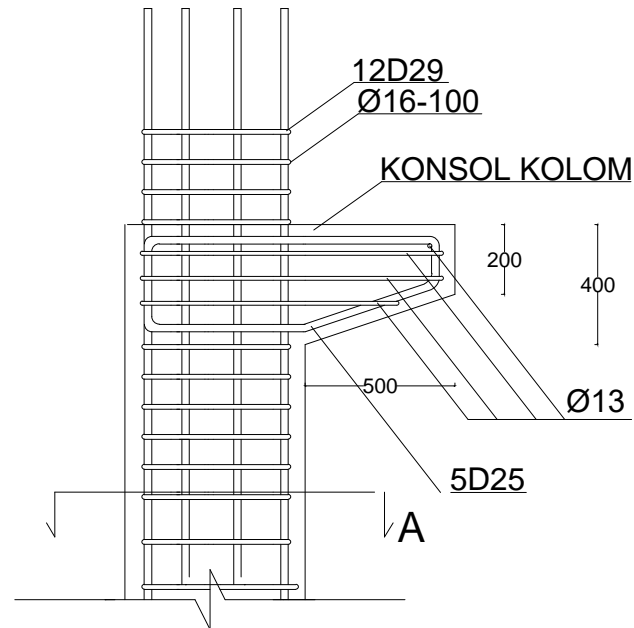
CATATAN



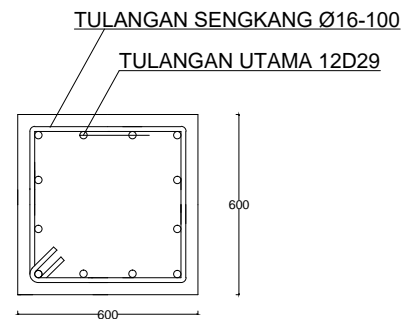
Penulangan Kolom Tipe K3 Eksterior  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A  
Skala 1:25



Penulangan Kolom Tipe K3 Eksterior  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

DETAIL TULANGAN K3

SKALA

1:25

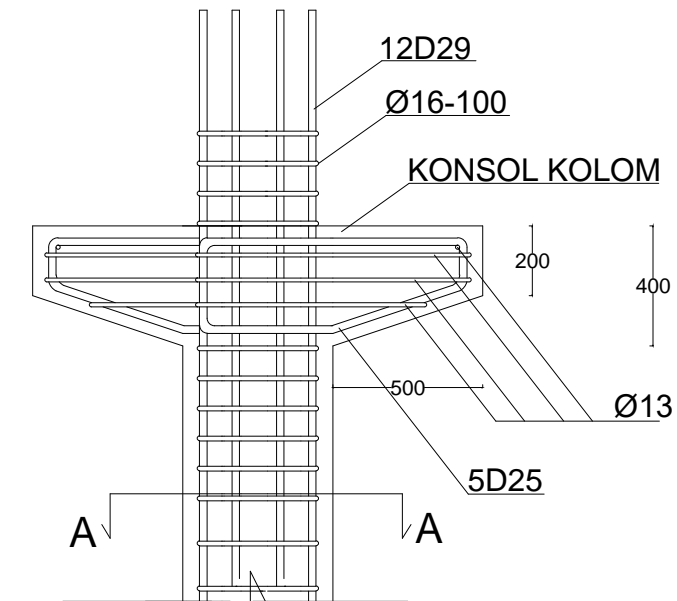
NO. LEMBAR

34

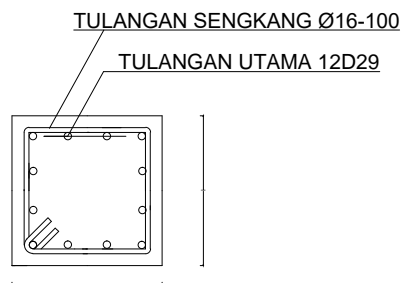
JUMLAH LEMBAR

42

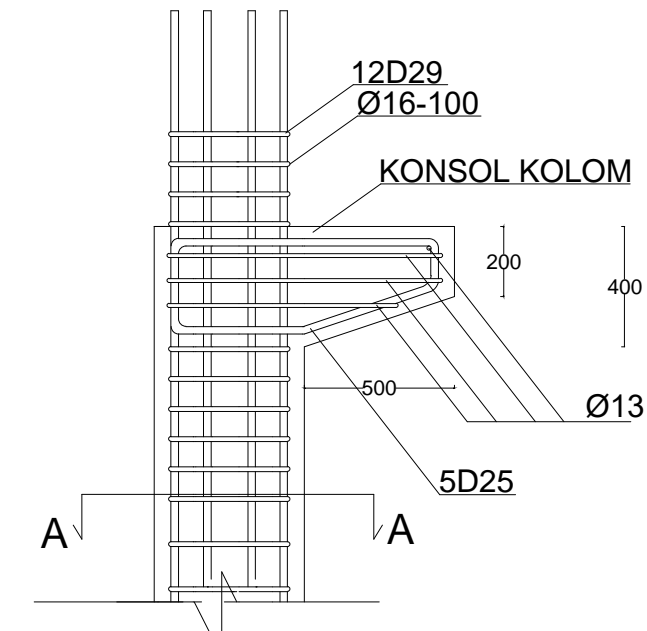
CATATAN



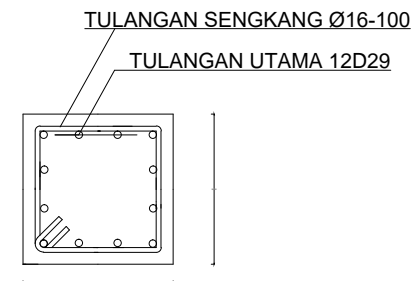
Penulangan Kolom Tipe K4 Eksterior  
Skala 1:25



Detail Potongan A-A  
Skala 1:25



Penulangan Kolom Tipe K4 Eksterior  
Skala 1:25



Detail Potongan B-B  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

DETAIL TULANGAN K4

SKALA

1:25

NO. LEMBAR

35

JUMLAH LEMBAR

42

CATATAN



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

DETAIL TULANGAN  
SHEARWALL

SKALA

1:25

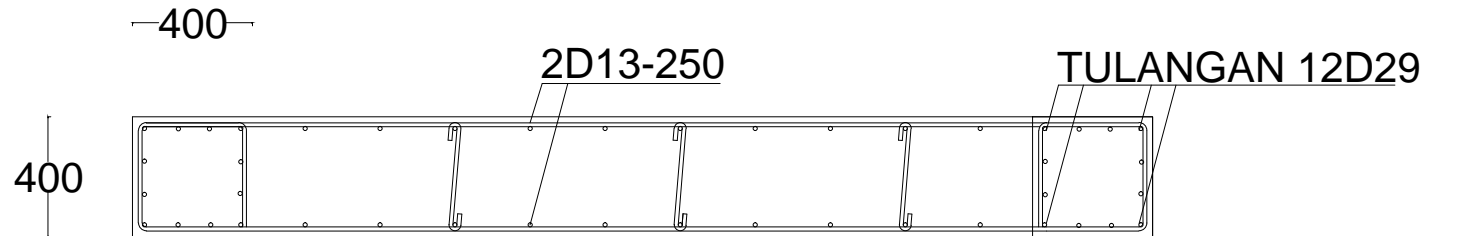
NO. LEMBAR

36

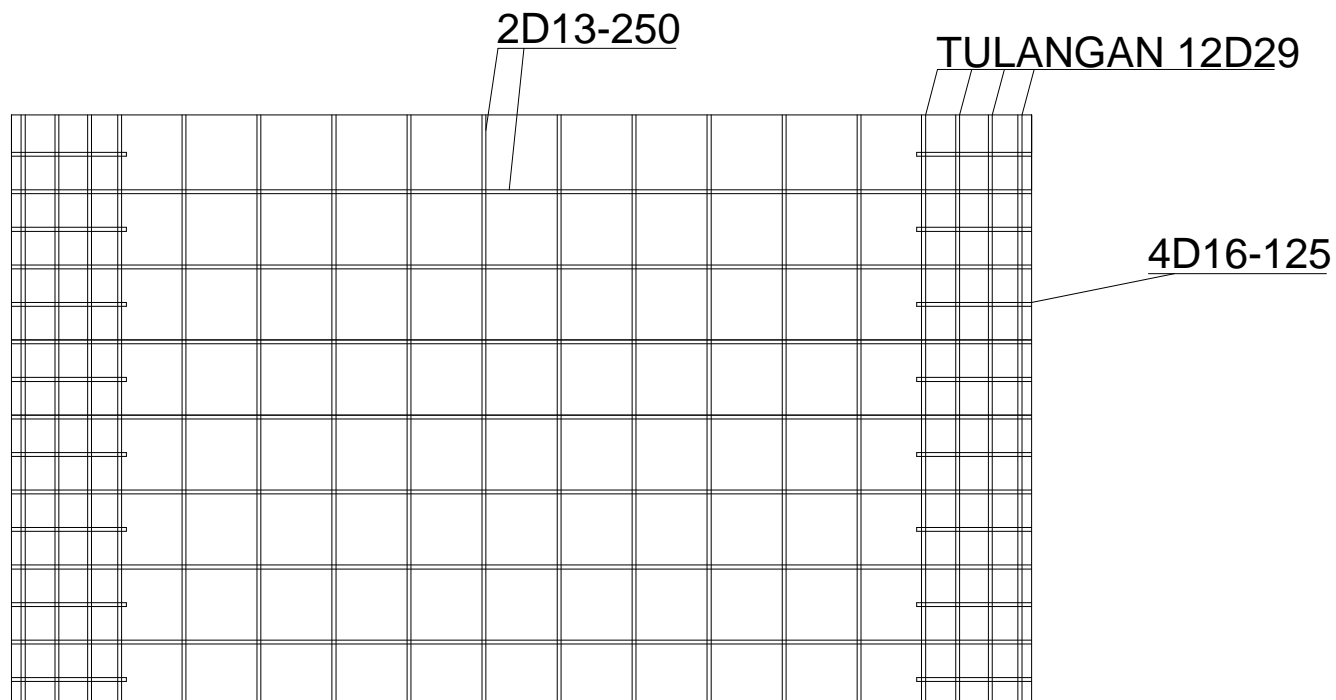
JUMLAH LEMBAR

42

CATATAN



Detail Tulangan Shearwall  
Skala 1:25



Potongan Memanjang Shearwall  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN

## SKALA

1:25

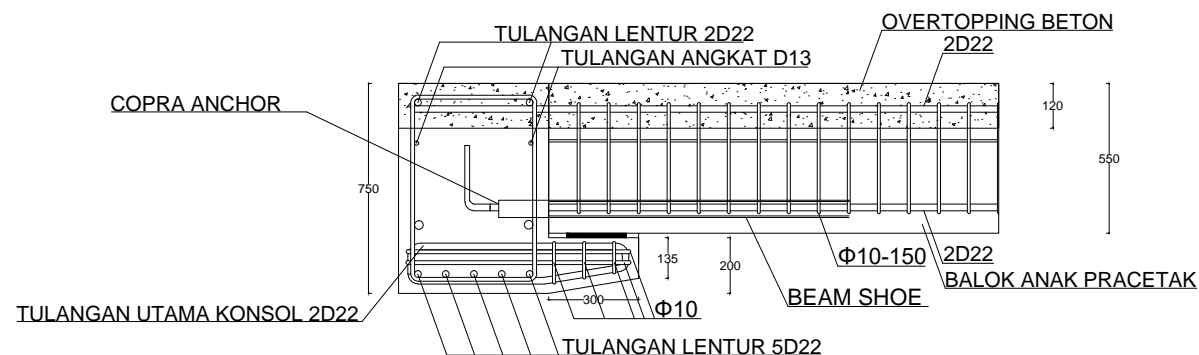
NO. LEMBAR

37

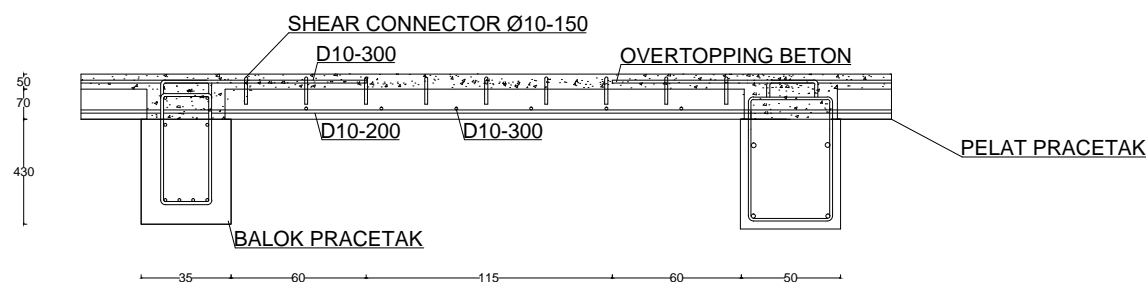
JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Detail Sambungan Balok BI5 dan Balok BA5  
Skala 1:25



Detail Sambungan Plat S9 dengan Balok BI 5  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN

## SKALA

1:25

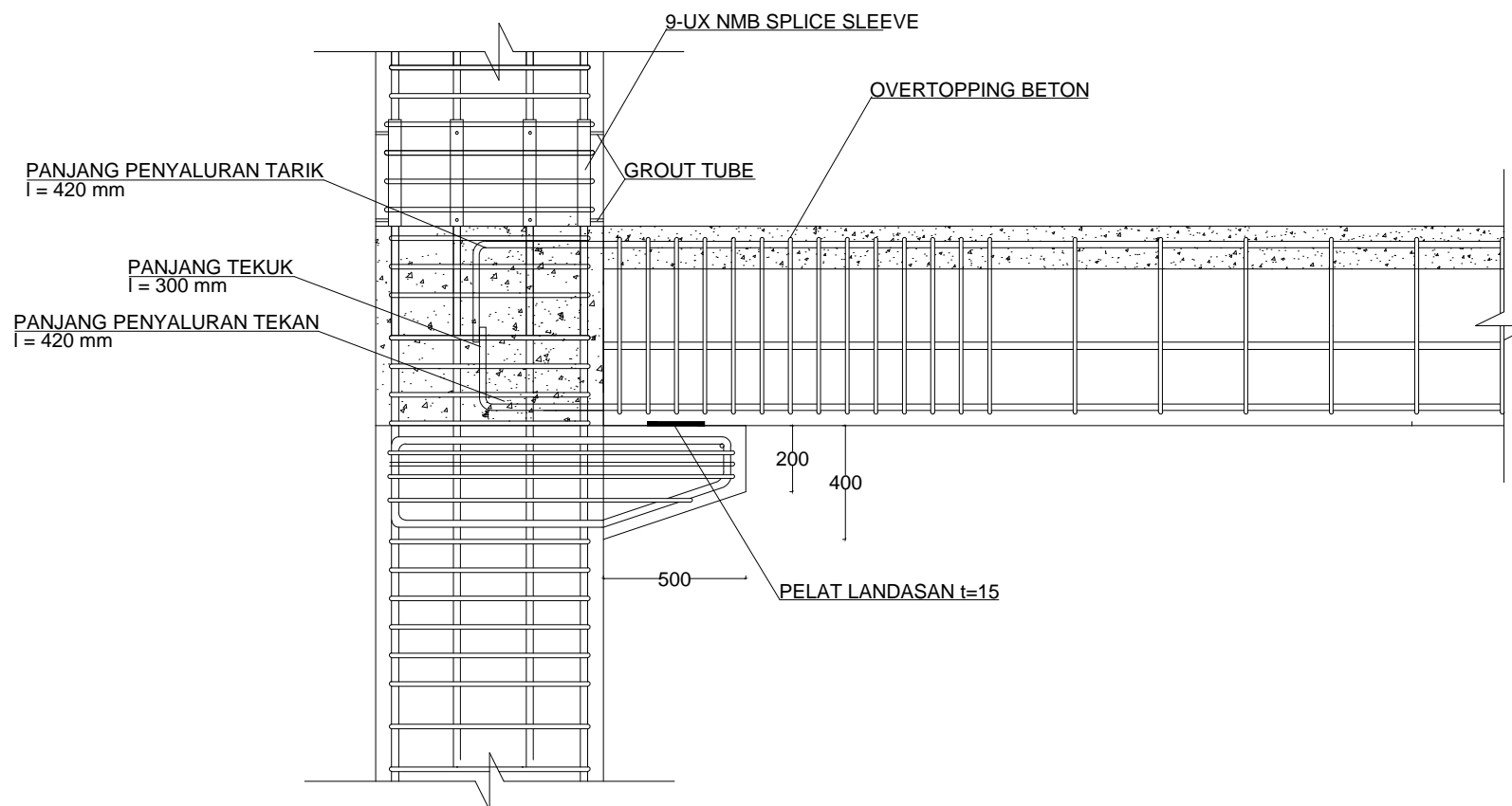
NO. LEMBAR

38

JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN







JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN

## SKALA

1:25

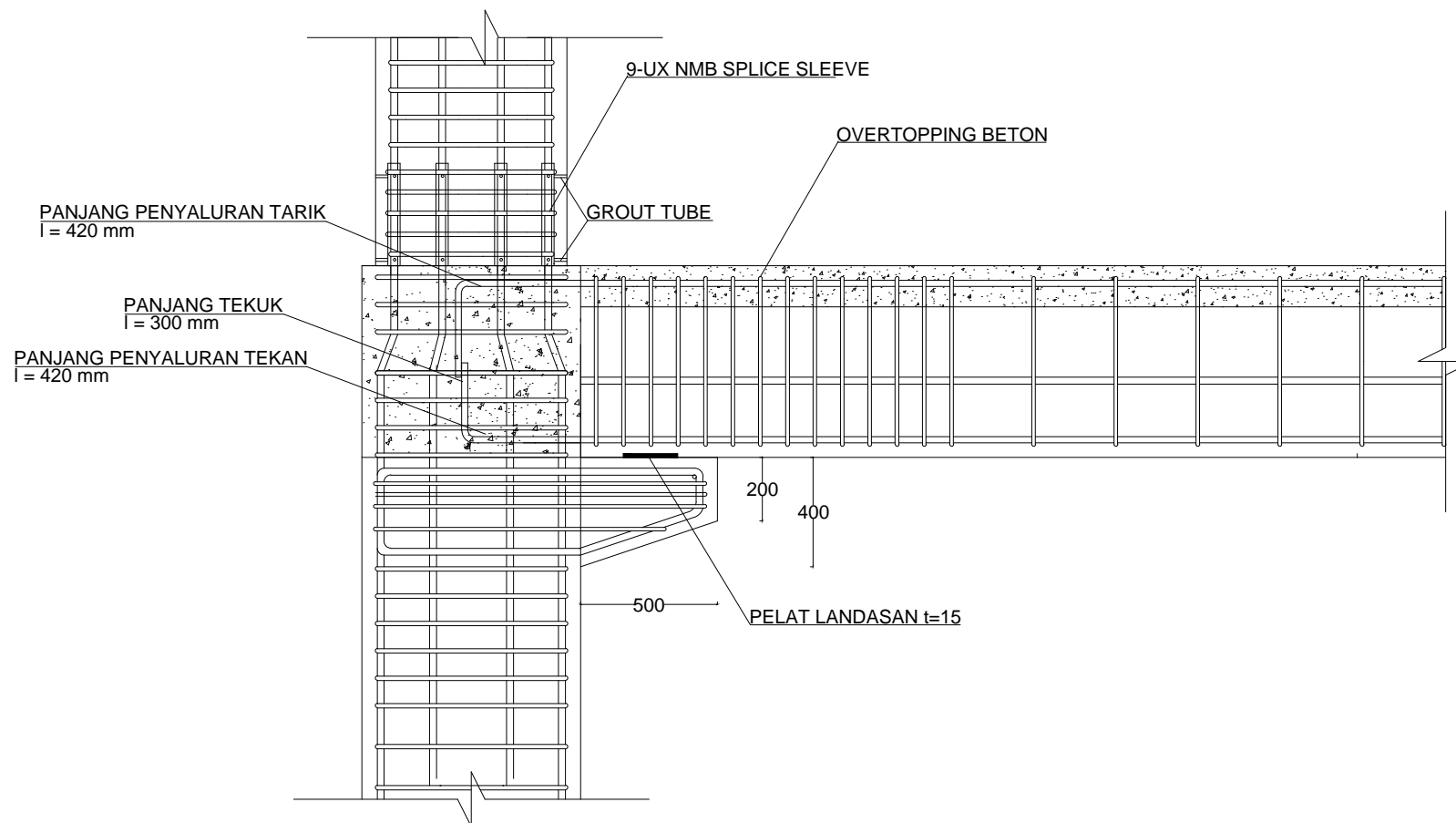
NO. LEMBAR

39

JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Detail Sambungan Kolom K1 dan Kolom K2  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL SAMBUNGAN

## SKALA

1:25

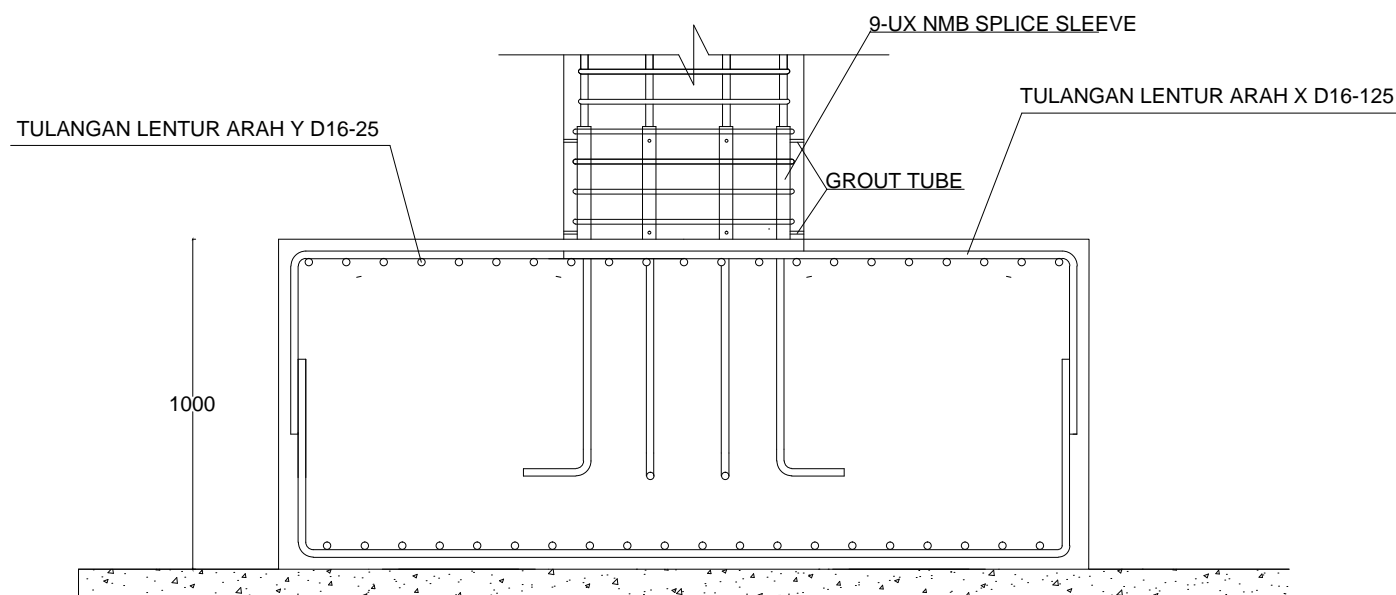
NO. LEMBAR

40

JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Detail Sambungan Kolom K1 dan Poer  
Skala 1:25



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK**

DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

GAMBAR

KONFIGURASI PILE

SKALA

1:100

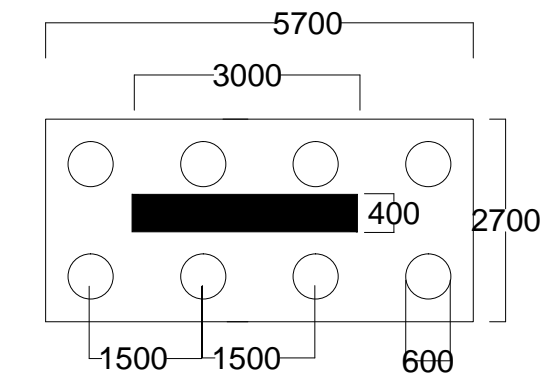
NO. LEMBAR

41

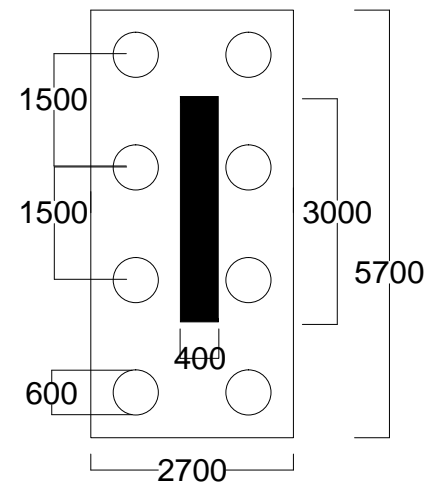
JUMLAH LEMBAR

42

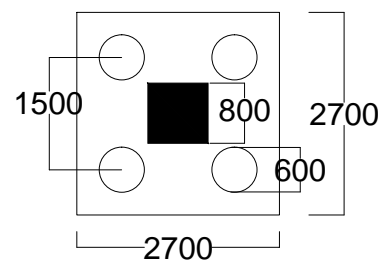
CATATAN



Konfigurasi Pile Tipe 1  
1:100



Konfigurasi Pile Tipe 2  
1:100



Konfigurasi Pile Tipe 3  
1:100



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP - ITS  
SURABAYA

## TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG IBIS STYLES  
HOTEL TANAH ABANG JAKARTA  
PUSAT DENGAN METODE BETON  
PRACETAK

## DOSEN PEMBIMBING I

Ir. Mudji Irmawan, MS.

## DOSEN PEMBIMBING II

Endah Wahyuni, ST. M.Sc. Ph.D.

## MAHASISWA

KUSUMA INDRA KLANA

## GAMBAR

DETAIL HUBUNGAN SLOOF  
DENGAN POER, KOLOM

## SKALA

1:100

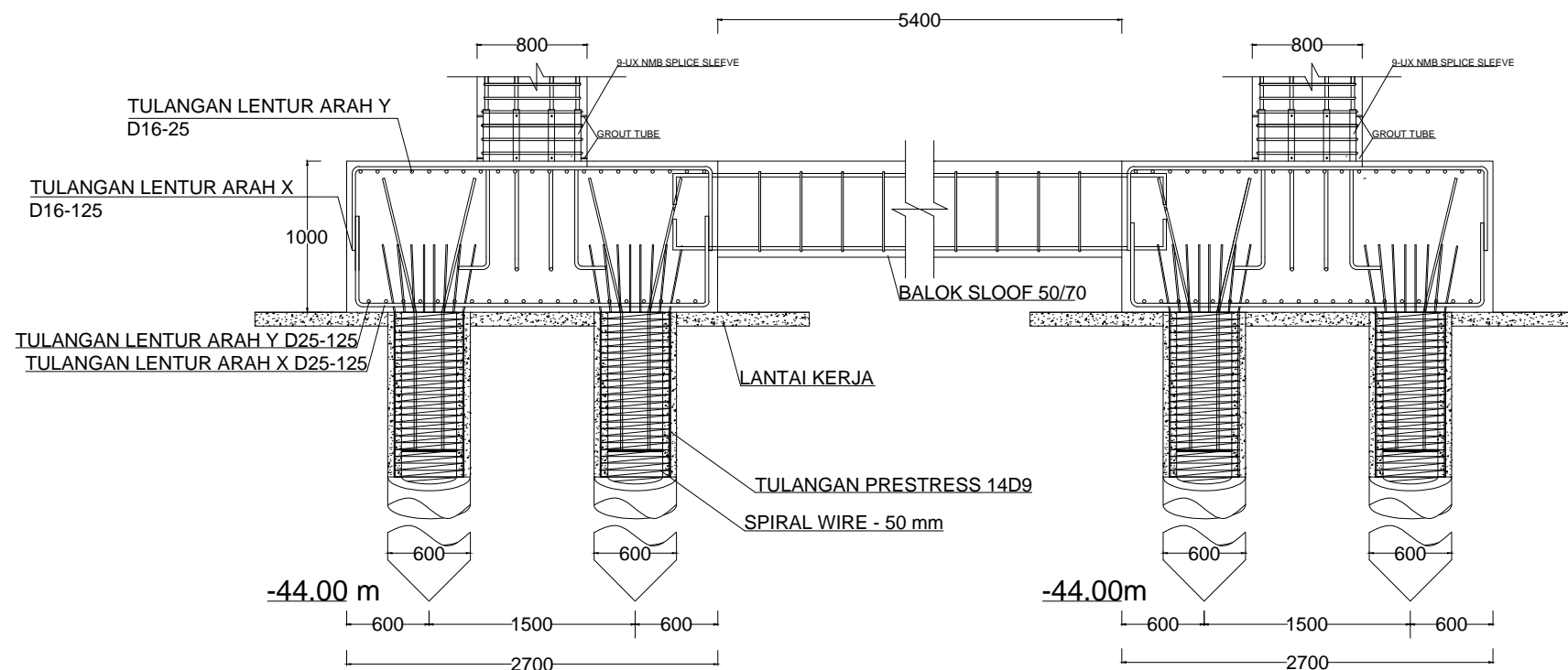
NO. LEMBAR

42

JUMLAH LEMBAR

42

## CATATAN



Detail Hubungan Sloof dengan Poer Kolom  
Skala 1:100

# NMB SPLICE-SLEEVE® SYSTEMS



**REVISED  
2016**



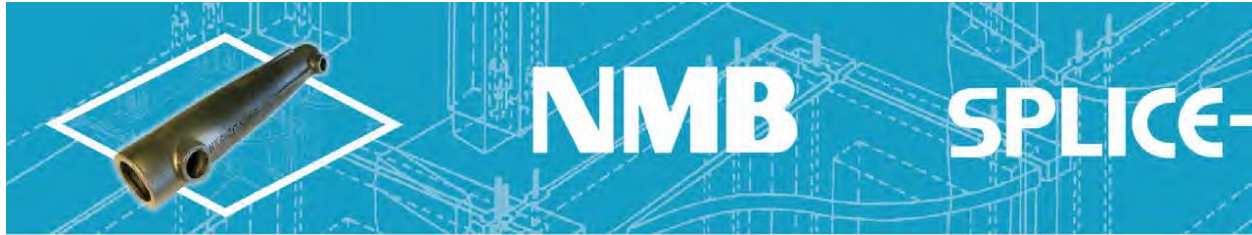
The Paramount Tower, San Francisco

Over 25 Million Sold World-Wide



**Splice Sleeve North America, Inc.**



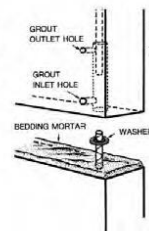
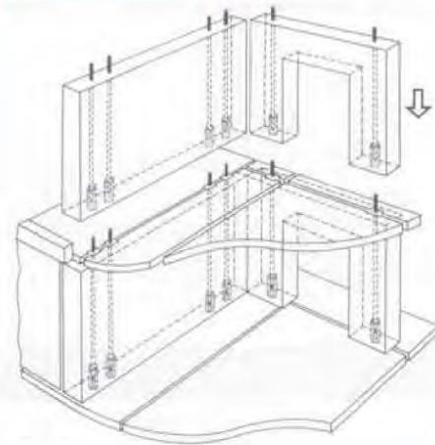


The **NMB SPLICE-SLEEVE®** is an efficient coupler for splicing reinforcing bars which uses a cylindrical-shaped steel sleeve interior of which is filled with **SS MORTAR®** grout a cementitious, non-metallic, non-shrink high-early-strength grout. Reinforcing bars to be spliced are inserted into the sleeve to meet approximately at the center of the sleeve. The resulting splices will develop tensile and compressive strengths in excess of the specified minimum for ASTM Grade 60 bars conforming to the ACI Building Code Requirements for both Type 1 and Type 2 conditions.

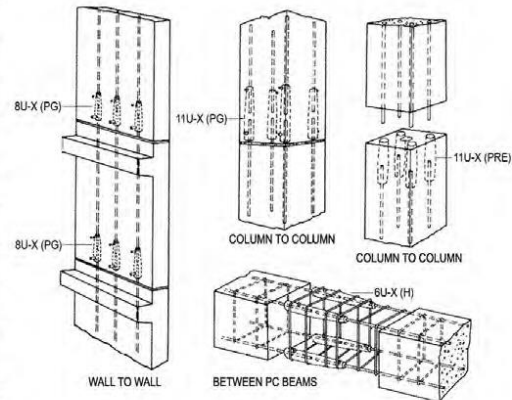
The **NMB SPLICE-SLEEVE® SYSTEM** is a proven method for connecting precast reinforced concrete structural members. At the precast plant, the sleeves are embedded precast element on one end of the main reinforcing bars to be connected. The bars protrude from the other end of the precast member. At the building site, the precast members are joined by inserting the protruding bars from the end of one precast member into the sleeves of the adjacent member. The sleeves are then grouted, in effect making the reinforcing bars continuous through the connection.

This is called "Emulation" and the **NMB** is categorized as an emulative connection for precast systems. (Refer to ACI 550.1R-09 for more information).

Patented Worldwide



The NMB SPLICE-SLEEVE® is particularly appropriate for use in joining vertical precast concrete structural elements (columns and shearwalls). This is because the sleeve can be embedded completely in the precast elements at the manufacturing yard and when the elements are joined in the erection process, there is no need to make a closure pour or to perform other cosmetic patching after the bars are joined. This is sometimes referred to as a “blind” connection. When used in cast-in-place situations, the NMB SPLICE-SLEEVE performs the same function as other mechanical rebar splicing devices, basically that of extending the rebar length.



### APPLICATIONS

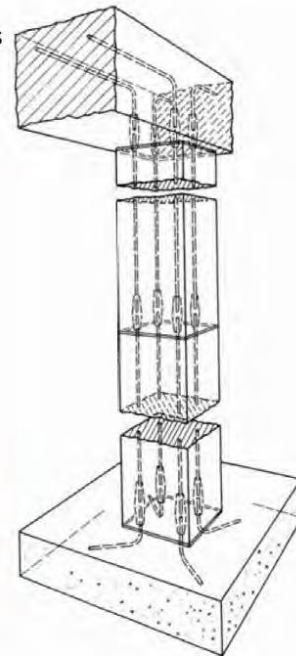
NMB SPLICE-SLEEVES have been used in a number of different applications both in cast-in-place and precast concrete structures.

#### Precast Concrete Connections:

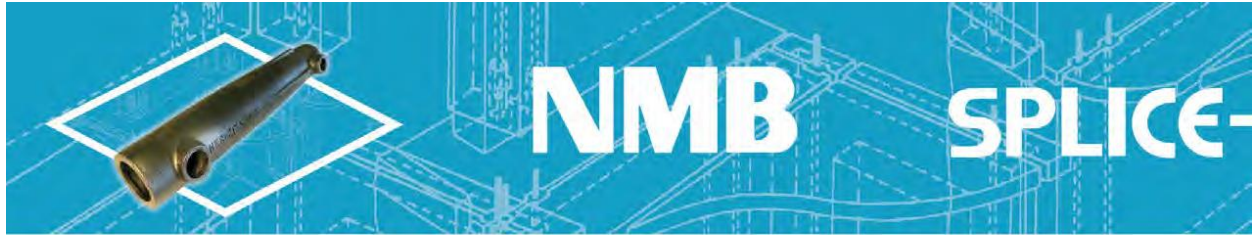
- Column-to-column
- Column-to-beam
- Column-to-foundation
- Beam-to-beam
- Shear wall to shear wall
- Shear wall to foundation
- Elevator and stair cores
- Airport control towers
- Bridge piers and Pier caps
- Caissons
- Large diameter hollow columns

#### Cast-in-place Concrete Structures:

- Connections of prefabricated column reinforcing cages
- Connections of new bars to old in vertical and horizontal rehabilitation work
- Stress relief joints in post-tensioned cast-in-place floor slabs

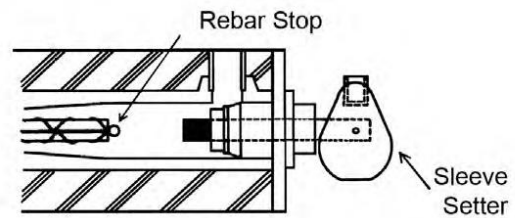






NMB SPLICE-SLEEVES are installed and held firmly in place in the forms during concrete pouring by means of a Sleeve Setter featuring a fast-acting cam operated locking device.

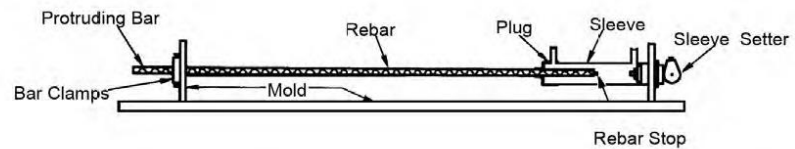
The NMB SPLICE-SLEEVE has an integral Rebar Stop in the mid-portion which assures the specified embedment of the rebar into the sleeve and an optional setscrew to hold the bar in the narrow end.



The uniform exterior dimension of the sleeve permits use of stirrups or hoops of the same size throughout the length of the sleeve.

No special treatment such as threading of rebar ends is required.

NMB SPLICE-SLEEVE can connect bars of the same size or any size smaller than the sleeve size.



The NMB can be epoxy coated and used to connect epoxy coated bars without removing the coating.





# SLEEVE® SYSTEMS



8 Day Bridge – Epping, NH



Salt Lake City – Front Runner Railway



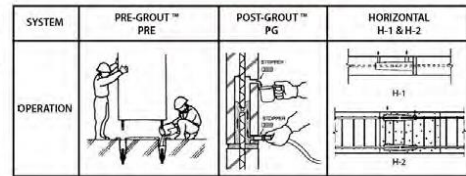
F35 Training Facility ATCT

## ERECTION

During erection, precast concrete elements are set into position one of three ways (see diagrams). The rebar dowels projecting from either the foundation or opposite piece are inserted into NMB Splice-Sleeves embedded in the precast element. The wide (field) end of the sleeves is designed larger than the rebar to provide tolerance to accommodate bar misalignment. The sleeve also allows tolerance with inserted rebar length (see chart on Page 5).

If needed, additional tolerance can be gained by “Upsizing” to a bigger sleeve. This can be any bigger size but usually one or two. Similar to Upsizing, different rebar sizes can be “Transition Spliced” in the NMB Splice-Sleeve (for details see User’s Manual). These abilities allow all bars to be quickly mated and grouted simultaneously, saving crane time and speeding erection.

The precast elements are temporarily braced while the grout cures sufficiently in the sleeves. Typically EORs specify 4,000 psi which is comfortably above a yield strength connection. This is achieved in less than 24 hours at 68°F (see chart above), contributing to rapid construction.



SS Mortar® (Grout) - Compressive Strength Time vs Temperature

Curing Temp	Compressive Strength (psi)					
	12 hr	18 hr	1 day	3 days	7 days	28 days
41°F 5°C	—	834	1,869	5,823	8,871	13,860
50°F 10°C	410	1,869	2,905	6,858	9,907	14,895
68°F 20°C	1,869	3,328	4,364	8,317	11,366	16,354
86°F 30°C	2,905	4,364	5,399	9,352	12,401	17,389
104°F 40°C	3,708	5,167	6,202	10,155	13,204	18,192

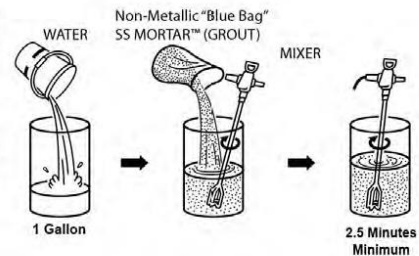
Calculated strength — calculated from the formula  $(24,758 \text{ Ln } x \text{ Cumulative Temperature}) - 54,183$

## GROUTING

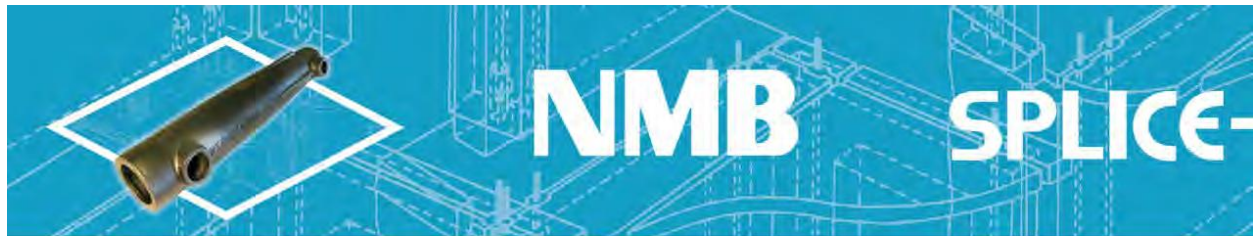
For PRE-GROUT applications, the SS MORTAR grout is simply poured into the sleeve and consolidated before the next precast member is set in position.

For POST-GROUT and HORIZONTAL applications, the grout is pumped into the sleeve by means of a hand-operated pump. With both these systems, grouting operations can be performed after bracing and do not interfere with erection progress.

In total, NMB SPLICE-SLEEVE contributes to speed of construction.







## NMB SPLICE-SLEEVE

**Steel Specification:** The material properties of the NMB Splice Sleeve® iron castings conform to proprietary specification based on ASTM A536-84. The Models 5U-X and 6U-X satisfy the ASTM A536 Grade 65-45-12 [minimum yield and tensile strength of 65,000 and 45,000 psi respectively], Model 7U-X through Model 14U-X, Model A11W, and Model SNX11 satisfy ASTM A536 [Grade 80-55-06] with a Grade of 85-60-06 [minimum yield and tensile strength of 85,000 and 60,000 psi respectively].

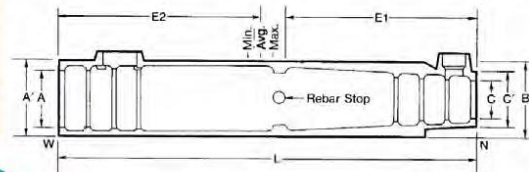
**Grout Specification:** The grout used in the NMB must be non-metallic, "SS Mortar®". Minimum grout strength requirements for ASTM A615 Grade 60 rebars:

<b>Type 2 (ACI)</b>	(100% Fu = 150% Fy = 90 ksi)	<b>9,500 psi</b>
<b>Type 1 &amp; AASHTO</b>	(125% Fy = 75 ksi)	<b>6,500 psi</b>
<b>Yield Strength</b>	(100% Fy = 60 ksi)	<b>3,000 psi</b>

NOTE: to allow for variations in curing, typically cube breaks of 4,000-psi are specified by the EOR for removal of bracing and continued erection.

DIMENSIONS OF NMB SPLICE-SLEEVES*											RECOMMENDED REBAR EMBEDMENT LENGTH					
Sleeve No.	Bar Diameter	ASTM Bar Size		Sleeve Length (L) inch (mm)	Narrow End Diameter		Max. Dia. (B) inch (mm)	Wide End Diameter			Factory Dowel (E1) inch (mm)		Field Dowel (E2) inch (mm)			SS Mortar lbs. per Sleeve (kg)
		U.S.	Metric		I.D. (C) inch (mm)	O.D. (C') inch (mm)		I.D. (A) inch (mm)	Total Tolerance inch (mm)	O.D. (A') inch (mm)	Min.	Max.	Min.	Avg.	Max.	
5U-X	0.625	#5	16 MM	9.65 (245)	0.87 (22)	1.50 (38)	1.81 (46)	1.26 (32)	0.63 (16)	1.89 (48)	4.13 (105)	4.33 (110)	4.13 (105)	4.53 (115)	4.92 (125)	1.26 (0.57)
6U-X	0.750	#6	20 MM	11.22 (285)	1.02 (26)	1.65 (42)	1.97 (50)	1.42 (36)	0.67 (17)	2.05 (52)	4.92 (125)	5.12 (130)	4.92 (125)	5.32 (135)	5.71 (145)	1.76 (0.80)
7U-X	0.875	#7	22 MM	12.80 (325)	1.14 (29)	1.77 (45)	2.28 (58)	1.73 (44)	0.86 (22)	2.36 (60)	5.71 (145)	5.91 (150)	5.71 (145)	6.11 (155)	6.50 (165)	2.65 (1.20)
8U-X	1.000	#8	25 MM	14.57 (370)	1.30 (33)	1.93 (49)	2.48 (63)	1.89 (48)	0.89 (23)	2.52 (64)	6.50 (165)	6.69 (170)	6.50 (165)	6.99 (178)	7.48 (190)	3.46 (1.57)
9U-X	1.128	#9	28 MM	16.34 (415)	1.42 (36)	2.06 (52)	2.60 (66)	2.01 (51)	0.89 (23)	2.67 (68)	7.40 (188)	7.56 (192)	7.40 (188)	7.88 (200)	8.35 (212)	3.95 (1.79)
10U-X	1.270	#10	32 MM	17.91 (455)	1.57 (40)	2.28 (58)	2.80 (71)	2.16 (55)	0.89 (23)	2.87 (73)	8.19 (208)	8.35 (212)	8.19 (208)	8.66 (220)	9.13 (232)	4.94 (2.24)
11U-X	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	2.40 (61)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.98 (228)	9.13 (232)	8.98 (228)	9.45 (240)	9.92 (252)	6.02 (2.73)
SNX11	1.410	#11	35 MM	19.09 (485)	1.69 (43)	3.03 (77)	3.03 (77)	2.32 (59)	0.91 (23)	3.03 (77)	8.86 (225)	9.25 (235)	8.27 (210)	8.86 (225)	9.45 (240)	5.71 (2.59)
A11W	1.410	#11	35 MM	19.49 (495)	1.73 (44)	3.31 (84)	3.30 (84)	2.60 (66)	1.19 (30)	3.30 (84)	8.86 (225)	9.69 (246)	8.27 (210)	8.96 (228)	9.50 (241)	6.99 (3.17)
14U-X	1.693	#14	40 MM	24.41 (620)	2.01 (51)	2.80 (71)	3.46 (88)	2.60 (66)	0.91 (23)	3.46 (88)	11.42 (290)	11.61 (295)	11.42 (290)	11.91 (303)	12.40 (315)	9.19 (4.17)
18U	2.257	#18	57 MM	36.22 (920)	2.68 (68)	3.66 (93)	4.72 (120)	3.27 (83)	1.01 (26)	4.25 (108)	17.00 (432)	18.11 (460)	17.00 (432)	17.56 (446)	18.11 (460)	25.31 (11.48)

\*\*The minimum embedment length for the bars in the sleeve must follow the requirements for the sleeve size, not the bar size. For example, for a #9 bar with #11U-X sleeve, the embedment length must be based upon 11U-X, i.e. the maximum factory dowel (E1) is 9.13"; the maximum field dowel (E2) is 9.92".





# BECO Beam Shoe

For bolted beam-to-column  
connections

Version: Peikko Group 11/2015



Technical Manual

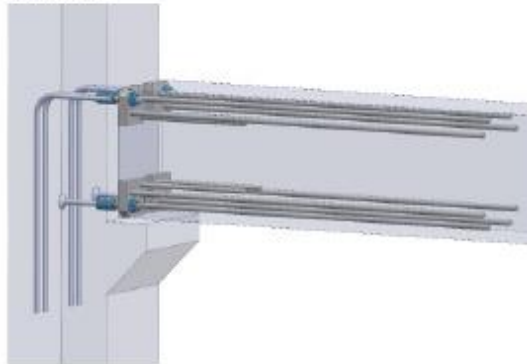
### 1. Product Properties

BECO Beam Shoes are available in several standard models for most precast concrete column-beam connections. The system consists of:

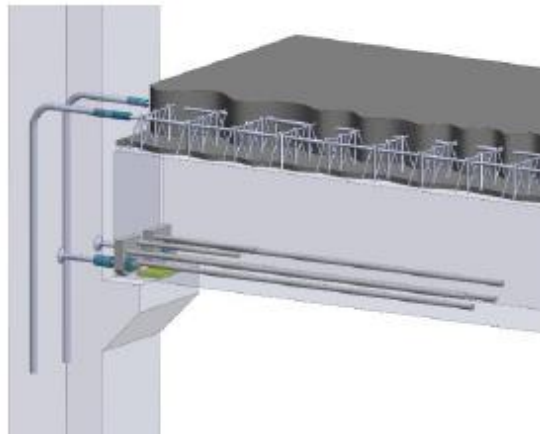
- Beam shoes
- Anchoring Couplers
- Accessories

BECO Beam Shoes are used with COPRA Anchoring Couplers to create precast concrete column-beam connections. Beam Shoes are cast into the end part of the concrete beam together with main and supplementary reinforcement, detailed in Appendix A to this manual. COPRA Anchoring Couplers are cast into the column. The beam is usually attached to the column through beam shoes with threaded bars screwed into anchoring couplers (*Figure 1*). When using half precast concrete slabs, the beams are only coupled to the lower beam shoes and the upper connection is realized using Peikko MODIX Rebar Couplers (*Figure 2*).

*Figure 1. Precast concrete connection.*



*Figure 2. Half precast concrete connection.*



## 2. Resistances

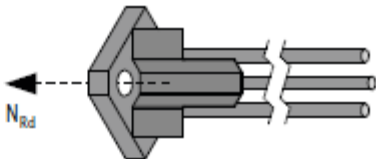
The resistances of BECO Beam Shoes are determined by a design concept that makes reference to the following standards:

- EN 1992-1-1:2004/AC:2010
- EN 1993-1-1:2005/AC:2009
- EN 1993-1-8:2005

BECO Beam Shoes are designed to withstand tensile forces corresponding to the design value resistances of COPRA Anchoring Couplers. The maximum design value resistances of individual BECO Beam Shoes are given in Table 2.

Table 2. Design value resistances of individual BECO Beam Shoes for concrete grade C30/37.

Beam Shoe	Anchoring Coupler	$N_{Rd}$ [kN]
BECO 16H	COPRA 16H-...*	62
BECO 20H	COPRA 20H-...*	96
BECO 24H	COPRA 24H-...*	139
BECO 30H	COPRA 30H-...*	220
BECO 39H	COPRA 39H-...*	383
BECO 30P	COPRA 30P-...*	299
BECO 36P	COPRA 36P-...*	436
BECO 39P	COPRA 39P-...*	521
BECO 45P	COPRA 45P-...*	697
BECO 52P	COPRA 52P-...*	938



\* See the section entitled "Selecting connection components" for more information about product code of COPRA. The maximum resistance of BECO Beam Shoes is based on the tensile resistance of the COPRA Anchoring Couplers  $N_{Rd}$ .

### 2.1 Fire resistance

The concrete cover of the anchoring coupler and the anchor bars of the beam shoes should be at least equivalent to the concrete cover of the reinforcement of the precast beam elements. If the fire resistance of the beam shoe connection is judged to be insufficient, the concrete cover of the beam shoe must be increased by increasing the dimensions of the precast beam.



# PC PILES



## DESCRIPTION

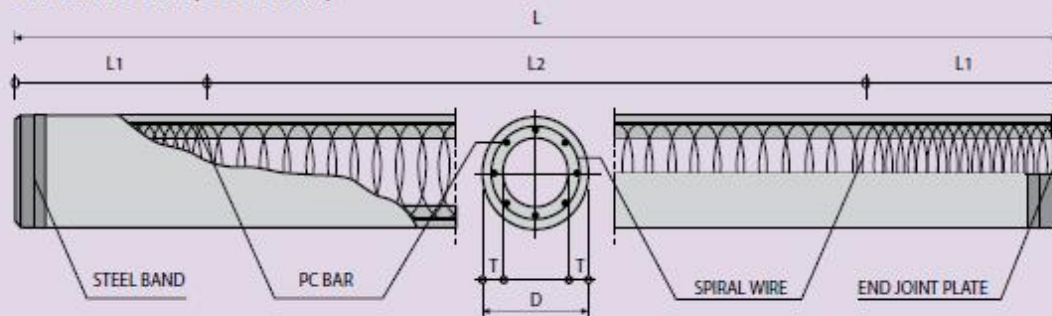
Type of Piles	Prestressed Concrete Square Piles Prestressed Concrete Spun Piles Prestressed Concrete Spun Square Piles Prestressed Concrete Triangular Piles
System of Joints	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Concrete Pencil Shoe (Standard) for PC Spun Piles, Spun Square Pile & Square Piles Mamira Shoe (Special Order) for PC Spun Pile
Method of Driving	Dynamic Pile Driving : Diesel Hammer and Hydraulic Hammer Static Pile Driving : Hydraulic Static Pile Driver (Jacking Pile)

## DESIGN & MANUFACTURING REFERENCE

Design	ACI 543R - 00 SNI 03 - 2847 - 2002	Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles Indonesian Standard Code for Concrete
Manufacturing	WB - PRD - PS - 16	Production Manufacturing Procedure

## SPUN PILE WITH TEKCON TECHNOLOGIES, WIKA CLT STANDARD

### UPPER / MIDDLE PILE (DOUBLE JOINT)

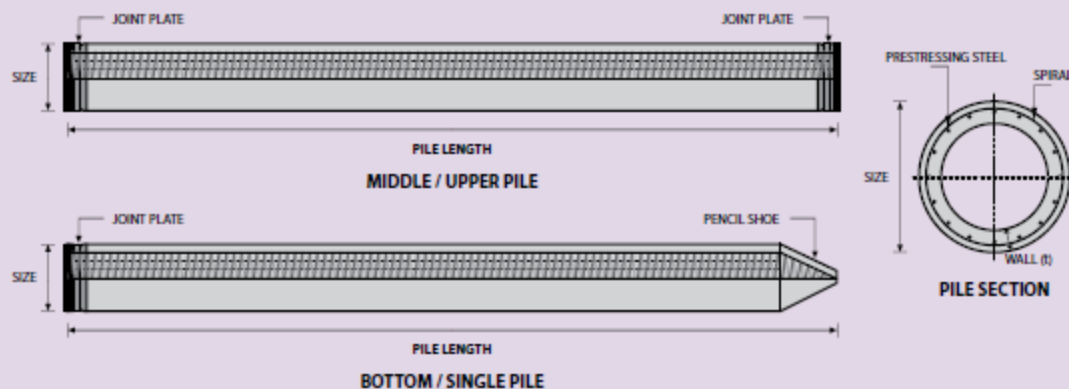


Outer Diameter of Piles D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Spiral Wire Diameter (mm)	Pitch		Length of Pitch	
			Zone L1 (mm)	Zone L2 (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)
300	60	3.2	50	100	900	L - 2 (L1)
350	70	3.2	50	100	1050	L - 2 (L1)
400	75	3.2	50	100	1200	L - 2 (L1)
450	80	4.0	50	100	1350	L - 2 (L1)
500	90	4.0	50	100	1500	L - 2 (L1)
600	100	4.0	50	100	1800	L - 2 (L1)

## MATERIAL SPECIFICATION

ITEM	REFERENCE	DESCRIPTION	SPECIFICATION
Aggregate	ASTM C 33 / C 33M-11a	Standard Specification for Concrete Aggregates	
Cement	SNI 15 - 2049 - 2004	Portland Cement	Standard Product Type I Special Order : Type II or V
Admixture	ASTM C 494 / C 494M - 99a	Standard Specification for Chemical Admixture for Concrete	Type F : High Range Water Reducing Admixture
Concrete	SNI 03 - 2834 - 1993 SNI 03 - 2493 - 1991	Concrete Mix Design Making and Curing Concrete Sample	
PC Strand	ASTM A 416 / A 416M - 99	Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete	Grade 270 (Low Relaxation Type)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wires and Strands for Prestressed Concrete	SWPD1 (Deformed Wire Type)
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size-Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	Grade D - Class 1 - SBPD 1275/1420
Rebar	SNI 07 - 2052 - 2002	Reinforcement Steel for Concrete	Steel Class : BJTS 40 (Deformed) Steel Class : BJTP 24 (Round)
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wires	SWM-P (Round Type) Cold-reduced steel wire for the reinforcement of concrete and the manufacture of welded fabric.
Joint Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steels for General Structure	S5400 (Tensile Strength 400 N/mm <sup>2</sup> ) Applicable steel product for steel plates and sheets, steel strip in coil, sections, flats and bars.
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 900	Structural Welding Code Steel	AWS A5.1/E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent.

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES



## PRESTRESSED CONCRETE SPUN PILES SPECIFICATION

Concrete Compressive Strength  $f_c' = 52 \text{ MPa}$  (Cube  $600 \text{ kg/cm}^2$ )

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section ( $\text{cm}^2$ )	Section Inertia ( $\text{cm}^4$ )	Unit Weight ( $\text{kg/m}$ )	Class	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)
						Crack * (ton.m)	Break (ton.m)			
300	60	452.39	34,607.78	113	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17
600	100	1,570.80	510,508.81	393	B	15.00	27.00	174.90	94.13	6 - 18
					C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18
					B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21
					A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22
					A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24
					A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24
					C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24

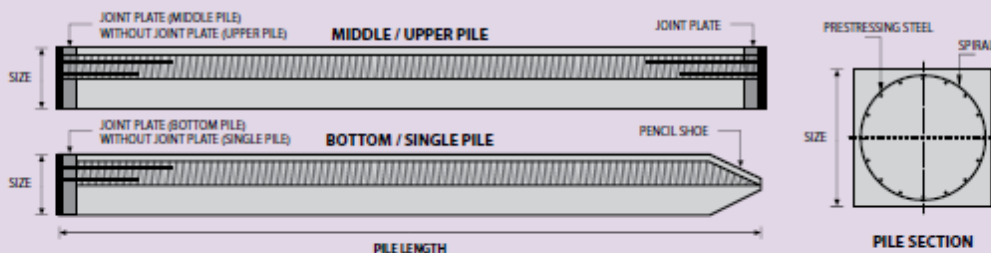
Note : \*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Piles)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

\*\*) Length of pile may exceed usual standard whenever lifted in certain position

\*\*) Type of Shoe for Bottom Pile is Mamira Shoe

## PILE SHAPE & SPECIFICATION | PRESTRESSED CONCRETE SQUARE PILES







Form AK/TA-04  
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS  
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 601111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Endah Wahyuni, ST. MSc. PhD
NAMA MAHASISWA	: Kusuma Indra Klana
NRP	: 3113100103
JUDUL TUGAS AKHIR	: Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Ibis Styles Hotel Tanah Abang Jakarta Pusat dengan Metode Beton Pracetak
TANGGAL PROPOSAL	: 20 Januari 2017
NO. SP-MMTA	: 014556 / IT2.VIA.4.1/PP.05.02.00 / 2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	26-2-17	Denah Struktur	Revisi Denah & Preliminary	
2	6-3-17	Preliminary Design	Sekunder	
3	13-3-17	Sekunder	Permodelan	
4	10-4-17	Permodelan	Struktur Utama	
5	17-4-17	Struktur utama	Sambungan	
6	24-4-17	Sambungan	Revisi Sambungan	
7	15-5-17	Pondasi	Gambar	
8	22-5-17	Gambar	Gambar	



Form AK/TA-04  
rev01

**PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS**  
**LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)**

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111  
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



<b>NAMA PEMBIMBING</b>	: Ir. Mudji Irmawan, M.S.
<b>NAMA MAHASISWA</b>	: Kusuma Indra Klana
<b>NRP</b>	: 3113100103
<b>JUDUL TUGAS AKHIR</b>	: Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Ibis Styles Hotel Tanah Abang Jakarta Dusat dengan Metode Beton Pracetak
<b>TANGGAL PROPOSAL</b>	: 20 Januari 2017
<b>NO. SP-MMTA</b>	: 014556 / MT2.VI.4.1 / PP.05.02.00 / 2017

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1	10-4-17	Proposal & Gambar	Revisi Gambar	IR
2	24-4-17	Prelim & Gambar	Sekunder	IR
3	8-5-17	Sekunder	permodelan	IR
4	22-5-17	Permodelan & Kontrol Gempa	struktur utama	IR
5	5-6-17	Struktur utama & Sambungan	Revisi utama & pondasi	IR
6	12-6-17	Pondasi	Gambar	IR

## **BIODATA PENULIS**



### **Kusuma Indra Klana**

Lahir di Bondowoso, pada tanggal 4 November 1994, merupakan anak bungsu dari 2 bersaudara dari pasangan Yos Klana dan Ani Sri Rejeki.

Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Al-Hikmah Surabaya dan lulus pada tahun 2006, SMP Al-Hikmah Surabaya dan lulus pada tahun 2009, serta SMAN 5 Surabaya dan lulus pada tahun 2012. Kemudian penulis melanjutkan pendidikan sarjana jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan

Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya terdaftar dengan NRP 3113100103.

Penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) di jurusan Teknik Sipil FTSP ITS dengan bidang Studi Struktur.